



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Efecto de la Direccionalidad Sísmica en la Amenaza y en el Daño de la Estructura.

Un enfoque probabilista.

Trabajo Realizado por:

Alejandro Ramos Hernández

Dirigido por:

Sergio A. Díaz Alvarado (Director)

Lluís G. Pujades Beneit (Co-Director)

Máster en:

Ingeniería del terreno e ingeniería sísmica (plan 2009).

Barcelona, Septiembre del 2016

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

TESIS DE MÁSTER

AGRADECIMIENTOS

Ante todo, gracias a mi Dios por prestarme vida y salud para vivir esta gran oportunidad.

Quiero reconocer muy especialmente el gran amor y apoyo incondicional que siempre he tenido de mis padres, Bertha Hernández Rincón y José I. Ramos Sánchez, y de mi hermana Diana B. Ramos Hernández, ya que con su apoyo, consejo y constante motivación he podido salir siempre adelante.

Quiero agradecer también de la manera más sincera el apoyo, paciencia y dedicación de mi Tutor Sergio A. Díaz, quien siempre me oriento y compartió sus conocimientos e ideas a lo largo de este trabajo, así como también al profesor Lluís G. Pujades, por todos los conocimientos compartidos y su visión de hacer las cosas.

A Mengdi Li, por su amor, paciencia, y comprensión.

Agradezco a mis amigos, Cintia Sánchez, Rocío Romero, Manuel Castillo y Jean Tavárez, por hacer de esta etapa de mi vida una experiencia muy agradable y sobre todo, por todas aquellas tardes de trabajo que pase a su lado.

A mis hermanos Ángel Moreno, Abraham Rodríguez y Cesar A. Zavala por jamás dejar de apoyarme y motivarme.

RESUMEN

En investigaciones recientes se ha mostrado la importancia de considerar el efecto de la direccionalidad en el análisis sísmico de las estructuras. En este trabajo se analiza el efecto de la direccionalidad de los sismos desde 2 perspectivas: 1) en la amenaza sísmica y 2) en el daño en la estructura. Es analizado el desempeño sísmico de un edificio de 4 niveles de pórticos de acero modelado en 3D, sometido a las acciones sísmicas probables de la Ciudad de México. Los análisis estáticos se efectúan bajo una perspectiva probabilista, usando simulaciones Monte Carlo. La resistencia y la ductilidad de vigas y columnas se consideran como variables aleatorias. La direccionalidad en la amenaza es considerada a partir de la rotación de los espectros de respuesta de las componentes horizontales de registros sísmicos y, el espectro de respuesta independiente de la orientación del sensor. La direccionalidad en el daño, se evalúa a partir de una metodología propuesta que se basa en el método del espectro de capacidad, aplicado para la amenaza rotacional; sus resultados se comparan con los análisis dinámicos no lineales rotacionales. Se muestra que ambas metodologías tienen una muy buena similitud, tanto en el rango lineal como en el rango no lineal del edificio. La metodología propuesta es más sencilla y requiere un tiempo de cálculo mucho menor. El desempeño sísmico del edificio analizado muestra un comportamiento correcto en su dirección longitudinal, no así en su dirección transversal donde para la amenaza de la zona de estudio, podría tener daños moderados. El enfoque probabilista proporciona información más completa sobre la respuesta estructural que el simple enfoque determinista. Los resultados del análisis de la direccionalidad ponen en evidencia la necesidad de abordar desde este enfoque los análisis sísmicos en 3D, dado que este efecto repercute en el aumento del grado de daño al considerar la dirección de mayor amenaza.

ABSTRACT

Recent research has shown the importance of the effect of directionality of earthquakes both in seismic hazard and in the expected damage. The effects of directionality: 1) the hazard, and 2) structural damage, are analyzed in this research. The performance and the expected seismic damage of a four-level 3D model building, subjected to the seismic actions likely in Mexico City are analyzed in this work. The analysis is faced from a probabilistic point of view, using Monte Carlo simulations. The strength and ductility are considered as random variables. The directionality effects on the hazard are considered using the rotation of the response spectrum of the horizontal acceleration records and, a rotation independent spectrum is obtained. The directionality in building damage is evaluated from a proposed new method, based on Nonlinear Static Analysis. The method is applied considering the directionality effect. The obtained results are then compared with the ones coming from the No Linear Dynamic Analysis, also considering the directionality effects. It is also proven that, both methods lead to similar results, both in the linear, and in the nonlinear ranges of the building's response. The proposed new method is simpler, requiring less computing time. The seismic performance of the building shows a correct behavior in the longitudinal direction. However, in the transverse direction, the damage could achieve moderate levels in the analyzed zone. The probabilistic point of view provides a better information on the behavior of the building than a simple deterministic point of view. The results of the directionality analysis, show the importance of the application of this method, especially in 3D seismic analysis, where a direct relation between the damage in the structure and the direction of the seismic action is proven.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	II
RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABLAS	X
CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	3
1.2.1 GENERAL	3
1.2.2. ESPECÍFICOS	3
1.3 METODOLOGÍA.....	4
1.4 ESTRUCTURA DE LA MEMORIA	5
CAPITULO 2: ACCIÓN SÍSMICA	7
2.1 INTRODUCCIÓN	7
2.1.1 ACELEROGRAMAS.....	7
2.1.2 ESPECTRO DE RESPUESTA	8
2.1.3 ESPECTRO DE DISEÑO	10
2.2 ZONA DE ESTUDIO	11
2.2.1 SISMICIDAD DE LA REPÚBLICA MEXICANA.....	11
2.2.2 CIUDAD DE MÉXICO Y SUS EFECTOS DE SITIO	13
2.3 ESPECTROS DE LA NORMA NTC-D.F. (2004)	15
2.4 SELECCIÓN Y ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS	19
2.5 REGISTROS SÍSMICOS COMPATIBLES	20
2.6 POST TRATAMIENTO DE LAS SEÑALES	23
2.6.1 INTENSIDAD DE ARIAS	24

CAPITULO 3: DIRECCIONALIDAD SÍSMICA EN LA AMENAZA	26
3.1 INTRODUCCIÓN	26
3.2 MEDIA GEOMÉTRICA	26
3.2.1 ROTDPP	28
3.2.2 ROTIPP	30
CAPITULO 4: DIRECCIONALIDAD SÍSMICA EN EL DAÑO	34
4.1 INTRODUCCIÓN	34
4.2 EDIFICIO DE ESTUDIO.....	34
4.3 MODELACIÓN 3D DE LA ESTRUCTURA.....	35
4.3.1 STAAD PRO	37
4.3.2 SAP 2000	38
4.3.3 RUAUMOKO 3D	38
4.4 RELACIÓN RESISTENCIA-DUCTILIDAD	41
4.4.1 IMK MODIFICADO.....	41
4.5 VARIACIÓN PROBABILISTA.....	44
4.5.1 METODOLOGÍA DE MONTE CARLO	44
4.6 ANÁLISIS ESTÁTICO CON PUSHOVER ADAPTATIVO	48
4.7 ANÁLISIS DETERMINISTA	51
4.7.1 CURVAS DE CAPACIDAD	51
4.7.2 ESPECTROS DE CAPACIDAD	52
4.7.3 ESPECTROS DE CAPACIDAD BILINEAL Y UMBRALES DE DAÑO	53
4.7.4 CURVAS DE FRAGILIDAD	54
4.7.5 PUNTO DE DESEMPEÑO	56
4.7.6 ÍNDICE DE DAÑO ESPERADO	58
4.8 ANÁLISIS PROBABILISTA	59
4.8.1 CURVAS DE CAPACIDAD Y ESPECTROS DE CAPACIDAD.....	59
4.8.2 ESPECTROS BILINEALES	61

4.8.3 CURVAS DE FRAGILIDAD	61
4.8.4 PUNTOS DE DESEMPEÑO	62
4.8.5 ÍNDICE DE DAÑO ESPERADO	63
4.9 ANÁLISIS DE DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO	64
CAPITULO 5: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	75
5.1 EL EDIFICIO	75
5.2 ACCIÓN SÍSMICA Y EFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD EN LA AMENAZA.....	76
5.3 EFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO	77
5.4 CASOS DETERMINISTA Y PROBABILISTA	78
5.5 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	78
REFERENCIAS	79
ANEXO 1: EJEMPLO DEL FORMATO ASA	83
ANEXO 2: REDUCCIÓN DE DURACIÓN EFECTIVA POR ARIAS	84
ANEXO 3: CONDICIONES $Q=3$	87

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1. ACELEROGRAMA Acc9 (TH35) DE LA ZONA ESTUDIO.	8
FIGURA 2.2. ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN DEL REGISTRO Acc9 (TH35) EN SUS COMPONENTES X (N-S) Y Y (E-W).9	
FIGURA 2.3. ESPECTRO DE DISEÑO PARA LA ZONA LLLA, SEGÚN LA NTC-2004.	10
FIGURA 2.4. MAPA DEL ANILLO DE FUEGO.	11
FIGURA 2.5. INTERACCIÓN ENTRE LAS PLACAS TECTÓNICAS EN LA REPÚBLICA MEXICANA.	12
FIGURA 2.6. MAPA DE LA SISMICIDAD REGISTRADA EN LA REPÚBLICA MEXICANA EN EL 2015 (SSN, 2016)	12
FIGURA 2.7. VOLCANES DE LA REPÚBLICA MEXICANA (TRAVELBYMEXICO, 2016)	13
FIGURA 2.8. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO POR TIPO DE SUELO.	14
FIGURA 2.9 REGISTROS SÍSMICOS EN DISTINTAS ESTACIONES DEL TERREMOTO DE 19/10/1985 EN EL D.F.	15
FIGURA 2.10. ESPECTROS DE DISEÑO DE LAS ZONAS SEGÚN LAS NTC-D.F. (2004)	17
FIGURA 2.11. ESPECTRO DE DISEÑO EN FORMATO S _D -S _A PARA LA ZONA IIIA (NTC-D.F. 2004).....	18
FIGURA 2.12. LOS 4 ESPECTROS COMPATIBLES PARA CADA ESPECTRO DE DISEÑO DEL D.F.....	23
FIGURA 2.13. A) COMPONENTE HORIZONTAL N-S Acc9 (TH35). B) COMPONENTE HORIZONTAL E-W Acc9 (TH35). EN AMBAS SE MUESTRA LA SEÑAL ORIGINAL, EL GRAFICO HUSID Y LA DURACIÓN EFECTIVA DE LA SEÑAL.....	25
FIGURA 2.14. A) COMPONENTE HORIZONTAL N-S Acc9 (TH35). B) COMPONENTE HORIZONTAL E-W Acc9 (TH35). SEÑAL ORIGINAL, SEÑAL CON LA REDUCCIÓN POR DURACIÓN EFECTIVA Y SUS RESPECTIVOS ESPECTROS DE RESPUESTA.	25
FIGURA 3.1. COMPARACIÓN DE LAS MG, MA Y CCs PARA LA Acc9 (TH35).....	27
FIGURA 3.2 ROTDPP PARA LOS PERCENTILES 0, 50 Y 100 DE Acc9 (TH35).	29
FIGURA 3.3 ROTDPP Y ROTIPP DEL Acc9 EN X (TH35).	31
FIGURA 3.4 ROTDPP Y ROTIPP DEL Acc9 EN Y (TH35).	31
FIGURA 3.5 FUNCIÓN DE PENALIZACIÓN APLICADO AL EL Acc9 (TH35).	32
FIGURA 3.6. ESPECTROS PENALIZADOS CON BOORE Y ECM PARA EL Acc9 (TH35) EN X & Y.....	33
FIGURA 4.1. SECCIONES ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN EL MODELO.	35
FIGURA 4.2. ORIENTACIÓN DE LAS COLUMNAS EN LA ESTRUCTURA.	36
FIGURA 4.3. MODELO 3D DEL EDIFICIO DE ESTUDIO EN STAAD PRO (V8i).	37
FIGURA 4.4 MODELO 3D DEL EDIFICIO DE ESTUDIO EN SAP 2000.....	38
FIGURA 4.5. MODELO 3D DEL EDIFICIO DE ESTUDIO EN RUAUMOKO.	39
FIGURA 4.6. REGLA DE HISTÉRESIS BILINEAL.	40
FIGURA 4.7. AMORTIGUAMIENTO CONSTANTE DE RAYLEIGH.....	41
FIGURA 4.8 MODELO MODIFICADO IMK; (A) CURVA ENVOLVENTE; (B) DEFINICIÓN DE MODOS BÁSICOS DE DETERIORO CÍCLICO (LIGNOS Y KRAWINKLER, 2011).	42

FIGURA 4.9. (A) LEY DE HISTÉRESIS BILINEAL CON ENDURECIMIENTO; (B) MODELO DE DEGRADACIÓN DE LA REGLA DE HISTÉRESIS CON BASE DE LA DUCTILIDAD USADO POR RUAUMOKO 3D; (C) MODELO DE FUERZA-DEFORMACIÓN UTILIZADO CON BASE EN EL MODELO IMK MODIFICADO.	44
FIGURA 4.10. SIMULACION ESTOCÁSTICA DE PROBLEMAS POR EL MÉTODO MONTE CARLO (QUEVEDO Y MARTÍNEZ, 2011).....	45
FIGURA 4.11. SIMULACIONES MONTE CARLO PARA LAS PROPIEDADES A) θ_P , B) θ_{PC} Y C) F_y DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	46
FIGURA 4.12. SIMULACIONES MONTE CARLO PARA LAS CORRELACIONES ENTRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	47
FIGURA 4.13. DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR PARA LAS SECCIONES DE LA ESTRUCTURA.	47
FIGURA 4.14. PATRONES DE CARGA DENTRO DE RUAUMOKO.....	49
FIGURA 4.15. CURVAS DE CAPACIDAD PARA LAS 2 DIRECCIONES DE LA ESTRUCTURA.	51
FIGURA 4.16. ESPECTROS DE CAPACIDAD DE LAS 2 DIRECCIONES DEL EDIFICIO.	53
FIGURA 4.17. ESPECTROS BILINEALES Y ESTADOS DE DAÑO PARA LAS 2 DIRECCIONES DE LA ESTRUCTURA.	54
FIGURA 4.18. CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LAS 2 DIRECCIONES DE EDIFICIO DE ESTUDIO.	55
FIGURA 4.19. COMPARACIÓN DE PUNTOS DE DESEMPEÑO EN Y.	57
FIGURA 4.20. PUNTOS DE DESEMPEÑO EN X & Y, UTILIZANDO LA METODOLOGÍA “A”. A) ESPECTRO IIIA. B) ESPECTRO IIIB.....	57
FIGURA 4.21. CURVAS ID PARA X & Y	59
FIGURA 4.22. CURVAS DE CAPACIDAD EN X & Y (PROBABILISTA).	60
FIGURA 4.23. ESPECTROS DE CAPACIDAD EN X & Y (PROBABILISTA).	60
FIGURA 4.24. ESPECTROS BILINEALES Y UMBRALES DE DAÑO EN X & Y (PROBABILISTA).	61
FIGURA 4.25. CURVAS DE FRAGILIDAD DE LA ESTRUCTURA EN X & Y (PROBABILISTA).	62
FIGURA 4.26. PUNTOS DE DESEMPEÑO EN X & Y (PROBABILISTA)	62
FIGURA 4.27. ÍNDICE DE DAÑO MEDIO EN X VS PUNTO DE DESEMPEÑO.....	63
FIGURA 4.28. ÍNDICE DE DAÑO MEDIO EN Y VS PUNTO DE DESEMPEÑO.....	64
FIGURA 4.29. DIAGRAMA DE FLUJO DE LA METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE LA DIRECCIONALIDAD.....	65
FIGURA 4.30. PUNTOS DE DESEMPEÑO EN X & Y PARA EL Acc9 (TH35).....	66
FIGURA 4.31. ÁNGULO DE MÁXIMO DESPLAZAMIENTO	67
FIGURA 4.32. ÍNDICE DE DAÑO CONTRA LOS DESPLAZAMIENTOS DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO	67
FIGURA 4.34. ÁNGULO DE MÁXIMO DAÑO PARA EL Acc9 (TH35).	68
FIGURA 4.34. ESPECTROS PENALIZADOS PARA EL Acc9 (TH35).....	69
FIGURA 4.35. DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO BASADO EN ADNL VS AEA. ESC=0.02.	71
FIGURA 4.36. DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO BASADO EN ADNL VS AEA. ESC=0.4.	72
FIGURA 4.37. DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO. “ALE” Vs “A”. ESC=0.4.....	73
FIGURA 4.38. DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO CASOS PROBABILISTAS. ESC=0.4.	74

LISTA DE TABLAS

TABLA 2.1. VALORES DE LOS PARÁMETROS PARA CALCULAR LOS ESPECTROS DE DISEÑO	16
TABLA 2.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS SISMOS DEL CATÁLOGO POR ZONAS SÍSMICAS DEL D.F.	21
TABLA 2.3. LISTADO DE SISMOS COMPATIBLES POR ZONA DE ESTUDIO.	22
TABLA 2.4. REDUCCIÓN DE LA DURACIÓN EFECTIVA DE LAS SEÑALES POR MEDIO DE LA INTENSIDAD DE ARIAS.	24
TABLA 3.1. ÁNGULOS CORRESPONDIENTES A LA MAYOR AMENAZA DE CADA REGISTRO SÍSMICO.	33
TABLA 4.1. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES ESTRUCTURALES EN EL MODELO 3D.....	35
TABLA 4.2. CARGAS DE ENTREPISO Y CUBIERTA CONSIDERADOS.	36
TABLA 4.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE LA ESTRUCTURA.....	40
TABLA 4.4. PARÁMETROS DE FUERZA, DEFORMACIÓN Y RELACIONES PROPUESTAS POR LIGNOS & KRAWINKLER.	42
TABLA 4.5. VALORES DE ϕ_p Y ϕ_{pc} PARA LAS DIFERENTES SECCIONES LA ESTRUCTURA.	43
TABLA 4.6. PARÁMETROS CONSIDERADOS A VARIAR ALEATORIAMENTE.	46
TABLA 4.7 COEFICIENTES DE CORRELACIÓN INTRA-ELEMENTO	46
TABLA 4.8. DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE LOS ESTADOS DE DAÑO.	55
TABLA 4.9. RANGO DEL ÍNDICE DE DAÑO	58
TABLA 4.10. CORRELACIÓN DE ÁNGULOS.....	69

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

En el estudio de los efectos sísmicos en las edificaciones debe ser considerado el efecto de la direccionalidad, lo que significa que la Media Geométrica (MG) de las dos componentes horizontales, como medida de la intensidad de un sismo, puede diferir para el mismo movimiento de tierra dependiendo de la orientación del registro (Boore et al. 2006). En estudios recientes (Vargas, 2013 y Fernández, 2015) ha sido abordado este efecto desde dos enfoques; desde el punto de vista de la amenaza o peligrosidad sísmica y desde el punto de vista del daño en las estructuras. El primer caso se refiere a la influencia de la orientación en la que se instala el sensor con las medidas de intensidad del movimiento del suelo que se obtienen; el segundo caso por su parte, estudia la variación del daño en las estructuras en función de la dirección en la que actúa el terremoto. Este efecto muestra tener una influencia significativa en la peligrosidad sísmica y en el daño esperado, por esto debe ser un tema de interés en el mundo de la ingeniería sísmica.

La importancia en la direccionalidad en la amenaza radica en que el movimiento del suelo producido por un terremoto es complejo, particularmente para movimientos sísmicos fuertes. En la ingeniería sísmica el parámetro más usado para caracterizar estos movimientos es la aceleración. Ésta suele ser registrada en sensores que miden las tres componentes ortogonales, normalmente en las direcciones Norte-Sur (N-S), Este-Oeste (E-W) y Vertical. Estos registros, las fuentes sismo-genéticas y el camino recorrido de la onda sísmica hasta el lugar de registros del sensor, son usadas para cuantificar la peligrosidad sísmica de un sitio. Las propiedades del camino recorrido se cuantifican mediante leyes de atenuación con la distancia que, frecuentemente incluyen también los efectos locales por causa del suelo del lugar del emplazamiento de la estructura objeto de análisis. Para el desarrollo de las leyes de atenuación uno de los parámetros más usados es el Peak Ground Acceleration (PGA) o aceleración pico, resultado de los registros sísmicos, generalmente de las componentes horizontales registradas en el sensor; para esto habrá que realizar la combinación de ambas componentes para lo cual existen diferentes maneras; algunas de ellas están resumidas en el artículo de Douglas (2003). De éstas una de las más usadas es la Media Geométrica (MG), ya que ha demostrado reducir la dispersión en los resultados (Beyer & Bommer, 2006). No obstante, ésta depende de la orientación de los aparatos de medición instalados (Boore et al. 2006). Esta dependencia es más pronunciada para movimientos fuertemente correlacionados.

Para analizar y cuantificar esta cuestión, Boore et al. (2006) proponen dos nuevas medidas independientes de la orientación del aparato de medición. Éstas han sido utilizadas en el programa Next Generation Attenuation Relationships (NGA), por el grupo de investigación del Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER) en 2008 y 2010 (Power et al. 2008 y Bozorgnia et al. 2014). Por otra parte el efecto de direccionalidad en el daño de las estructuras, tiene un gran interés debido a que se ha observado en algunos sismos, como el de Lorca (España) del 2011, una fuerte relación entre la dirección del sismo, la orientación del edificio y el daño (Vargas, 2013), es decir, edificios de iguales características situados en el mismo sitio, pero con distinta orientación, sufren daños muy distintos y al estudiar la orientación del edificio con respecto a la acción sísmica se observó que el mayor daño se observaba cuando la acción sísmica máxima impactaba en la dirección del eje débil de los edificios dañados. Este efecto tiene una mayor importancia para las estructuras irregulares como fue observado por Fernández (2015). Si este efecto no es considerado se puede subestimar el daño esperado en la estructura.

Con base a los dos enfoques antes mencionados, resulta conveniente entonces estudiar los efectos de direccionalidad, por una parte, en los parámetros máximos del movimiento del suelo y, por otra, en el daño esperado en un edificio específico.

Además, para la evaluación del daño sísmico en una estructura se debe tener en cuenta que las variables que intervienen tienen grandes incertidumbres, por esto en la última década se ha hecho énfasis en la importancia de hacer uso del método del Análisis Estático No Lineal (AENL) desde una perspectiva probabilística. Este enfoque ha sido implementado en estudios recientemente, mediante el uso del método de Monte Carlo (Quevedo y Martínez, 2011). Este hecho ha permitido obtener una visión global del desempeño esperado y proporcionar resultados controlando la fiabilidad.

Para estudiar el efecto de la direccionalidad sobre el daño esperado, se ha escogido un edificio de 4 niveles de pórticos de acero sometido a las acciones sísmicas probables de la Ciudad de México. El análisis se efectúa bajo una perspectiva probabilista usando simulaciones Monte Carlo, considerando la relación resistencia y ductilidad de las secciones estructurales como variables aleatorias. Para lo cual el modelo de histéresis del momento flector (M) - deformación angular (θ) en las vigas y columnas fue definido con base de la relación resistencia – ductilidad del modelo Ibarra–Medina–Krawinkler (IMK) modificado (Ibarra et al., 2005; Lignos and Krawinkler 2009; 2011; 2013).

El desempeño y evaluación del daño se basa en la metodología del Capacity Spectrum Method (CSM) basada en el AENL usando, en este caso, el pushover adaptativo, realizando el estudio, para la orientación original de los registros y para la orientación que genera la mayor amenaza.

1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.1 General

- Análisis del efecto de la direccionalidad desde la perspectiva de la amenaza sísmica y el daño estructural en edificios de acero, con un enfoque probabilista en las propiedades de las secciones estructurales.

1.2.2. Específicos

- Definición de la amenaza sísmica con base del análisis del catálogo sísmico y selección de registros sísmicos compatibles con el código de diseño NTC-D.F. (2004)
- Evaluar el efecto de la direccionalidad de los sismos seleccionados, y determinar la dirección de la mayor amenaza sísmica.
- Modelar una estructura de acero representativa de los edificios de mediana altura en la Ciudad de México.
- Generar los modelos estructurales probabilistas con muestras aleatorias de las propiedades de las secciones estructurales del edificio usando el método Montecarlo.
- Analizar el desempeño de los edificios con análisis estáticos no lineales, con base al método del espectro de capacidad (CSM).
- Análisis del efecto de la direccionalidad en el daño estructural con base del análisis estático (con pushover adaptativo), los puntos de desempeño y las curvas del índice de daño esperado.
- Comparación de los ángulos obtenidos para la amenaza y el daño.

- Comparación entre la metodología propuesta en base a los AENL, con los ADNL.

1.3 METODOLOGÍA

A continuación, se describen los pasos a seguir para desarrollar los objetivos.

1. Obtener un catálogo de registros sísmicos y seleccionar los que tengan una compatibilidad con la amenaza de la zona de estudio.
2. Realizar una corrección y optimización de los registros seleccionados para la zona de estudio.
3. Usar la metodología de la media geométrica (MG) propuesta por Boore et al. (2006) y la función del Error Cuadrático Medio (ECM), para obtener espectros de respuesta independientes del ángulo de registro y así, el ángulo de máxima amenaza de cada registro sísmico.
4. Generar el modelo numérico de la estructura en diferentes programas de análisis estructural para verificar la fiabilidad de los resultados.
5. Aplicando el modelo IMK de las secciones estructurales con el método Monte Carlo, generar los modelos probabilistas a analizar.
6. Realizar los AENL's probabilistas y determinista de la estructura en sus 2 direcciones, con el programa Ruaumoko 3D (Carr, A. 2007).
7. Realizar el estudio de la direccionalidad en el daño, mediante Análisis Estáticos No lineales (pushover adaptativo) probabilistas para la orientación original de los registros seleccionados, y para su respectiva orientación de máxima amenaza.
8. Comparar los resultados obtenidos.

1.4 ESTRUCTURA DE LA MEMORIA

El primer capítulo de este documento introduce las intenciones, motivaciones y objetivos de este estudio, así como la metodología seguida en todo el documento.

El segundo capítulo, se dedica por completo a la acción sísmica y se habla sobre las diferentes maneras en qué la ingeniería sísmica trata este tema; se introduce el tema de acelerogramas, espectros de diseño y de respuesta. Se define la zona de estudio y cómo caracterizar la amenaza sísmica que existe en ella mediante los espectros de código de la Ciudad de México. Se describen los pasos seguidos para la selección y tratamiento de las señales sísmicas, así como la metodología de selección de sismos compatibles con el espectro de diseño de la zona de estudio por medio del Error Cuadrático Medio (ECM) (Vargas, 2013), finalmente se definen los registros sísmicos a usar en nuestro estudio.

El tercer capítulo trata el efecto de la direccionalidad en la amenaza, se introduce el término de Media Geométrica (MG) y se compara con otras formas de combinar las componentes horizontales de los registros sísmicos, posteriormente se explica la metodología propuesta por Boore et al. (2006), es decir, calcular las medias geométricas independientes de la orientación del sensor de las señales sísmicas, así como los pasos a seguir para utilizarla. De la aplicación de esta metodología se obtienen y exponen los ángulos predominantes de la amenaza para cada registro sísmico. A manera de comprobación se obtienen los Ángulos de Máxima Amenaza (AMA) por medio del ECM.

El cuarto capítulo desarrolla del efecto de la direccionalidad en el daño, para esto, primero se describe la estructura de estudio y las características más importantes que interfieren con su diseño, paso siguiente se comentan los programas estructurales utilizados para su modelación 3D y se muestra una pequeña comparación entre ellos. Para evaluar el comportamiento de la estructura en sus dos direcciones principales, se realiza un análisis estático no lineal, y se definen las consideraciones tomadas para su cálculo con el enfoque determinista y probabilista. Se muestran las curvas de capacidad, espectros de capacidad, curvas de fragilidad, curvas de índice de daño medio y puntos de desempeño obtenidos mediante el CSM; por último, se realiza una comparación de los resultados de los 2 enfoques antes mencionados.

Además, en el capítulo cuarto se encuentra la relación entre la dirección de mayor amenaza de los registros sísmicos y el daño, por lo que primero se ilustra la metodología a seguir en base al CSM. Por último, se realiza una comparación de los resultados obtenidos.

El quinto capítulo se dedica a la discusión de los resultados obtenidos y en él se exponen las principales conclusiones del trabajo y apuntan líneas de desarrollo y progreso de la investigación realizada en esta Tesis de Máster.

CAPITULO 2: ACCIÓN SÍSMICA

2.1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día la tecnología computacional permite que el mundo de la ingeniería sísmica avance más rápido, de esta manera se pueden estudiar de forma más exhaustiva las señales sísmicas y la reacción de las estructuras ante el sometimiento de dichas demandas. Todo esto con el propósito de entender y poder responder de manera adecuada y precisa a las consecuencias que un movimiento sísmico produce en las estructuras y a la seguridad de la sociedad.

Para poder estudiar la demanda sísmica de una zona o lugar en específico, se suelen utilizar las siguientes representaciones de la acción sísmica:

2.1.1 Acelerogramas

Los acelerogramas son una representación de la evolución temporal de la aceleración dada por el movimiento del suelo. Para la obtención de los acelerogramas se utilizan instrumentos de medición, denominados acelerógrafos, que miden las señales sísmicas normalmente en 3 direcciones (1 vertical y 2 horizontales).

Los registros de las señales sísmicas, son únicos y exclusivos de cada zona de estudio, porque representan la amenaza sísmica respecto al movimiento sísmico registrado, más todos los factores característicos de la misma, como lo son la topografía, las fallas tectónicas, el tipo de suelo, entre otros. Hay que tomar en cuenta que todas las señales sísmicas contienen ruido, es decir, las señales independientes a las producidas por el sismo, como pueden ser el paso de vehículos, ríos, o construcciones en desarrollo cerca de los instrumentos de medición, por lo que es de vital importancia que antes de utilizar un registro sísmico o acelerograma para un estudio, a éste se le realicen una serie de correcciones y filtraciones.

En la Figura 2.1 se muestra un ejemplo de un acelerograma sin corregir de la zona de estudio en sus dos componentes. Este registro corresponde al número 9 de los sismos seleccionados en el apartado 2.4 mostrado en el capítulo 2, y que ha sido registrado en la estación TH35 del D.F.; y que para fines de este estudio la llamaremos Acc9 (TH35) y servirá como ejemplo ilustrativo de las metodologías presentadas.

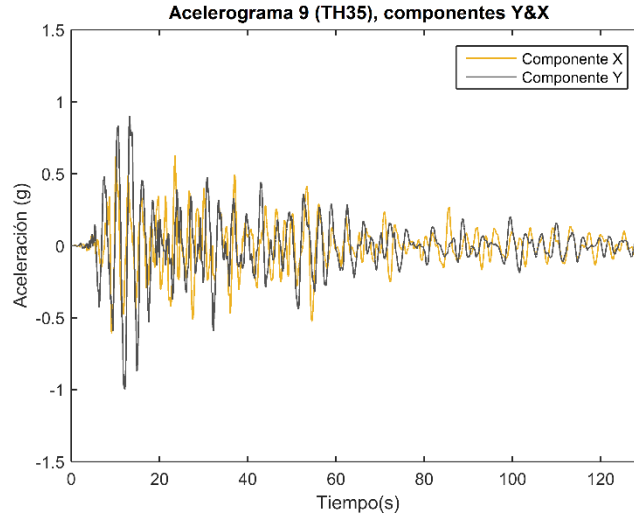


Figura 2.1. Acelerograma Acc9 (TH35) de la zona estudio.

2.1.2 Espectro de respuesta

Los espectros de respuesta son funciones del periodo y del amortiguamiento que se definen mediante las respuestas máximas de un oscilador armónico de periodo T y fracción de amortiguamiento v , ya sea aceleración, velocidad o desplazamiento. Esto corresponde a la respuesta de equilibrio para un sistema de un grado de libertad que puede ser representada con la siguiente ecuación.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad 1$$

En donde u es el desplazamiento relativo, m es la masa, c es el amortiguamiento, k la rigidez y finalmente $f(t)$ es la fuerza aplicada sobre el sistema.

Si la ecuación 1 se expresa en función del desplazamiento relativo suele escribirse como se muestra a continuación:

$$\ddot{u}(t) + 2v\omega\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = -a(t) \quad 2$$

En donde v es la fracción del amortiguamiento crítico, ω es la frecuencia natural del sistema, t es el tiempo y $a(t)$ es la aceleración del terreno causada por la acción sísmica.

Esta expresión permite encontrar la respuesta respecto al periodo de tiempo del sistema de aceleración, velocidad o desplazamiento. Una forma para resolver la ecuación 2 es; utilizar la integral de Duhamel. Así, la solución de la ecuación 2, se define mediante la ecuación 3.

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-v\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega_d(t-\tau)] d\tau \quad 3$$

En donde ω_d corresponde a la frecuencia amortiguada el sistema y $v\xi$ corresponde al amortiguamiento efectivo.

A partir de la derivación de la ecuación de Duhamel, es posible encontrar los espectros de respuesta de aceleración y velocidad para el sistema, para eso se utilizan las ecuaciones 4 y 5 respectivamente.

$$\ddot{u}(t) + a(t) = -2v\omega\dot{u}(t) - \omega^2 u(t) \quad 4$$

$$\dot{u}(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} \cos[\omega_d(t-\tau)] d\tau - \omega v u(t) \quad 5$$

Los espectros de respuesta de aceleración, velocidad o desplazamiento, pueden ser utilizados para la evaluación del comportamiento de una estructura ante las solicitaciones sísmicas. En la Figura 2.2 se muestra como ejemplo el espectro de respuesta de aceleración para las componentes X (N-S) & Y (E-W) del Acc9 (TH35).

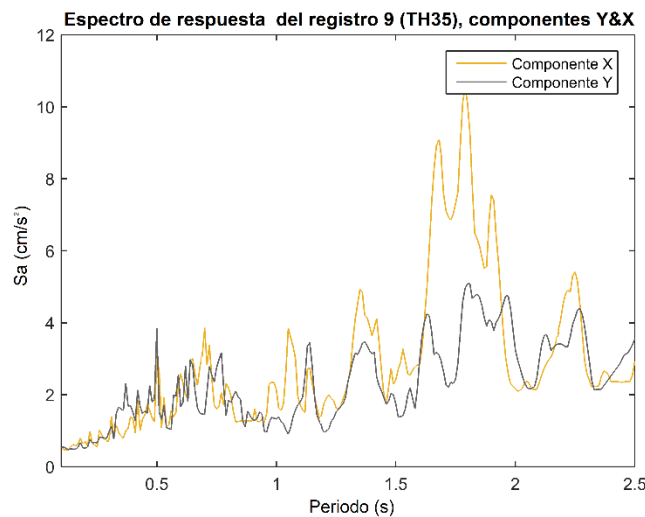


Figura 2.2. Espectro de respuesta de aceleración del registro Acc9 (TH35) en sus componentes X (N-S) y Y (E-W).

2.1.3 Espectro de diseño

Las normativas sísmicas han sido desarrolladas para proveer criterios que con cierto margen de seguridad proporcionen la demanda sísmica a la que pueden estar expuestas las edificaciones en cierto sitio, por lo cual, cada normativa varía entre regiones o países.

Para el cálculo de la demanda sísmica, los reglamentos generalmente definen la peligrosidad sísmica mediante un único parámetro, que suele ser la aceleración máxima del terreno o PGA; y dividen a la región o país en zonas de igual aceleración. Para determinar esta aceleración, se realizan estudios de peligrosidad sísmica, a partir de registros históricos de terremotos producidos; zonas sismogénicas y considerando leyes de atenuación o propagación de las ondas sísmicas en el terreno de la zona de estudio. Se obtienen entonces los PGA's de cada zona, asociados a ciertos periodos de retorno, y partir de esta aceleración se construyen los espectros de diseño (CFE, 2008). La forma más aceptada por su simplicidad de tratar la demanda sísmica, son los espectros de respuesta con un 5% de amortiguamiento; se consideran que las estructuras comunes de edificios tienen un amortiguamiento del 5%. Con una base de datos de acelerogramas que tendrán ciertos PGAs característicos del sitio, se pueden obtener varios espectros de respuesta y por medio de la metodología del estudio de Newmark & Hall (1982), se puede genera un "Espectro de Diseño". Estos espectros son empleados en las normas sísmicas para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y, para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras. Los espectros de diseño reflejan la respuesta de aceleraciones que sufren las estructuras para un rango de periodos, normalmente entre 0.1 y varios segundos, considerando los periodos fundamentales típicos de las obras civiles. En la Figura 2.3, como ejemplo, se muestra el espectro de diseño de la zona IIIA del Distrito Federal.

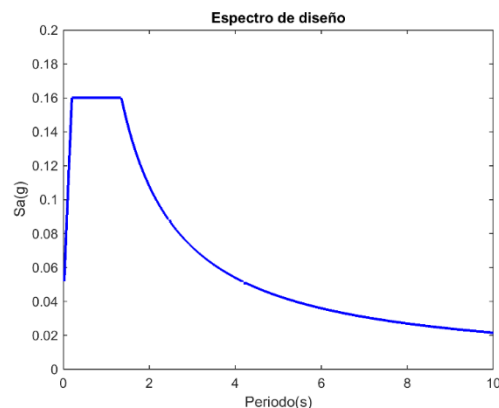


Figura 2.3. Espectro de diseño para la zona IIIA, según la NTC-2004.

2.2 ZONA DE ESTUDIO

2.2.1 Sismicidad de la República Mexicana

La República Mexicana es una región con una alta actividad sísmica, ésta se encuentra dentro del área del Cinturón Circum-pacífico o Anillo de fuego como podemos observar en la Figura 2.4, la cual alberga la mayor concentración sísmica del mundo, debido a la gran cantidad de placas tectónicas que colisionan en dichas áreas.



Figura 2.4. Mapa del Anillo de fuego.

La alta sismicidad en la República Mexicana se debe a la interacción de las placas tectónicas siguientes: Placa Norteamericana, Placa de Cocos, Placa del Pacífico, la Placa del Caribe y la Placa Rivera (Kostoglodov y Pacheco, 1999). En donde la Placa de Cocos y la del Caribe colisionan con la Placa del Pacífico y la Norteamericana, causando un gran acumulado de energía que genera sismos de gran importancia. La Figura 2.5 muestra los efectos de las placas sobre el país.



Figura 2.5. Interacción entre las placas tectónicas en la república Mexicana.

Como dato el servicio sismológico nacional mexicano (SSN, 2016) entrega un mapa anual de la sismicidad del país en su página web, en la Figura 2.6., se puede apreciar el mapa de la sismicidad registrada en el 2015.

En este mapa podemos observar que la sismicidad corresponde a 10,946 eventos que, en su mayoría, se concentran en el contacto de las placas tectónicas antes mencionadas. Los estados de Oaxaca y Chiapas son los más afectados ya que tienen en conjunto, el 58.6 % de eventos anuales registrados en toda la República. En el 2015 el sismo de mayor magnitud registrado fue de 6.7 Magnitud Momento (Mw), cercano al estado Sinaloa y el tercero más fuerte fue de 6.3 Mw, que se registró cerca al estado de Guerrero. Fue en las costas de este mismo estado en donde se registró el famoso sismo de 1985 que afectó a la Ciudad de México.

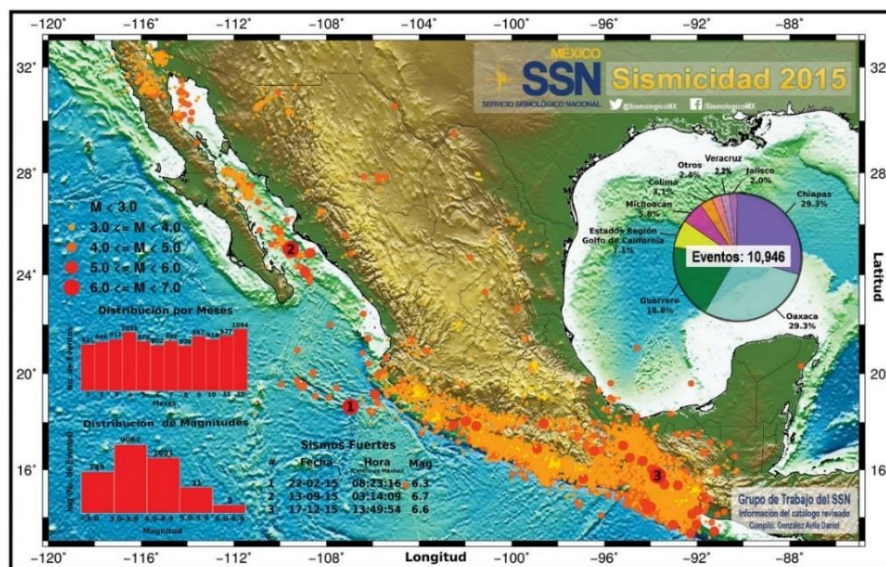


Figura 2.6. Mapa de la sismicidad registrada en la república Mexicana en el 2015 (SSN, 2016)

Dentro de la República Mexicana existen también otro tipo de factores que influyen a la sismicidad del país, como lo es la falla de San Andreas que atraviesa la frontera de Baja California Norte y Sonora, o la actividad de los volcanes, Tacaná, El Chichón, Popocatepetl, Pico de Orizaba, Chichinautzin, entre otros (Figura 2.7), sin embargo, ninguno de estos otros factores es tan importante como el causado por la colisión de las placas tectónicas de la zona (Geofísica-UNAM, 2016).



Figura 2.7. Volcanes de la república Mexicana (Travelbymexico, 2016)

2.2.2 Ciudad de México y sus efectos de sitio

La Ciudad de México se encuentra aproximadamente a 200 Km de estado de Guerrero y relativamente lejos de las fallas tectónicas que afectan al país, no obstante, es foco de atención debido al alto peligro y riesgo sísmico que esta ciudad alberga, esto se debe a la naturaleza del terreno ya que la ciudad fue construida sobre el antes conjunto de lagos de Texcoco, por lo que el terreno es blando, irregular, compresible y con un alto contenido de agua.

Debido a sus características especiales y muy desfavorables para la construcción, la Ciudad de México se encuentra dividida en 3 zonas de estudio (NTC-D.F. 2004), las cuales pueden observarse en la Figura 2.8

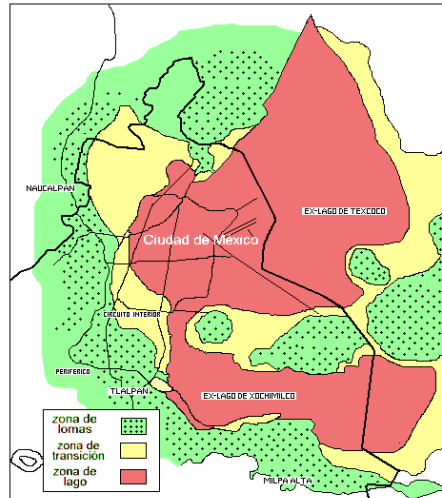


Figura 2.8. Zonificación sísmica de la Ciudad de México por tipo de suelo.

Zona I: Firme o de lomas, conformada por suelos de alta resistencia y poco compresibles.

Zona II: Considerada de transición contiene una mezcla de las zonas I y III

Zona III: Depósitos lacustres muy blandos y compresibles con alto contenido de agua, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas. Ex lago de Texcoco.

La zona III es la que más amplifica las ondas sísmicas, debido a las características de sus suelos, llevando así a tener sismos de más duración, lo cual en combinación con otros factores, ha generado grandes desastres en la ciudad como el sismo de 1985, el cual cambió el rumbo de la construcción en México.

Uno de los mejores ejemplos para demostrar los efectos de sitio del D.F. es el mismo sismo del 19/10/1985, ya que el mismo sismo fue registrado por varias estaciones, y como se puede ver en la Figura 2.9, el sismo se amplifica en las zonas blandas del lago de Texcoco.

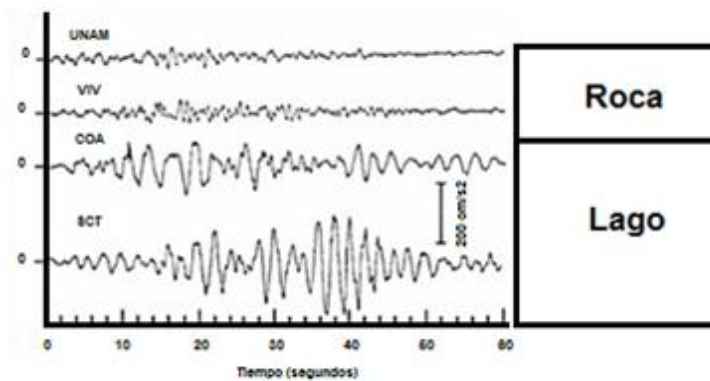


Figura 2.9 Registros sísmicos en distintas estaciones del terremoto de 19/10/1985 en el D.F.

2.3 ESPECTROS DE LA NORMA NTC-D.F. (2004)

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo para el Distrito Federal (NTC-D.F.), contemplan una serie de condiciones y pautas a seguir para garantizar el correcto análisis y diseño de las estructuras a construir en la Ciudad de México. Las NTC-D.F. (2004) fueron creadas a partir de las cualidades únicas de esta Ciudad, en complemento a la norma de construcción sismo resistente para la República Mexicana CFE-2003. En la actualidad el reglamento vigente para toda la república es el CFE-2008.

Las NTC-D.F. (2004), contemplan ciertos parámetros de control sobre las estructuras y sus elementos, como es el caso de la regularidad de la edificación, y la reducción de las fuerzas sísmicas. Para la reducción de las fuerzas hay que contemplar las ecuaciones 6 y 7.

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq Ta \quad 6$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{Ta} (Q - 1); \quad \text{si } T < Ta \quad 7$$

En donde T es igual al periodo fundamental de vibración de la estructura si se utiliza el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere en el análisis dinámico modal, Ta es un periodo característico del espectro de diseño, Q es el factor de comportamiento sísmico.

El factor de comportamiento sísmico va ligado a las características de la estructura especialmente a la regularidad estructural. Para calificar a nuestra estructura se tiene que comprobar que nuestra estructura cumpla cada una de las condiciones que se definen en la misma norma.

Los espectros de diseño de la Ciudad de México dependen de las características del suelo y del análisis de los registros sísmicos de las diferentes zonas de la Ciudad de México. Estas características vienen dadas en la Tabla 2.1, y dependen de la zona de estudio, en este caso mencionada en el apartado 2.2 de este documento.

Tabla 2.1. Valores de los parámetros para calcular los espectros de diseño

<i>ZONA</i>	<i>a_o</i>	<i>c</i>	<i>T_a (s)</i>	<i>T_b (s)</i>	<i>r</i>
<i>I</i>	0.04	0.16	0.2	1.35	1
<i>II</i>	0.08	0.32	0.2	1.35	1.3
<i>III_A</i>	0.10	0.40	0.53	1.8	2
<i>III_B</i>	0.11	0.45	0.85	3	2
<i>III_C</i>	0.10	0.40	1.25	4.2	2
<i>III_D</i>	0.10	0.30	0.85	4.2	2

Los valores de la Tabla 2.1, han sido fruto del estudio de los diferentes tipos de terreno de las distintas zonas de la Ciudad de México, hay que tomar en cuenta que estos datos son generalizados, aunque si se tiene un estudio del suelo de la zona en donde se realizará la construcción, la norma permite el cálculo del espectro con dichos valores, siempre y cuando se cumplan las condiciones de la zona. De cualquier manera, para poder generar el espectro de diseño hay que tomar en cuenta las siguientes ecuaciones.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a \quad 8$$

$$a = c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad 9$$

$$a = qc \quad \text{si } T < T_b \quad 10$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad 11$$

Donde para la tabla 2.1 y las ecuaciones anteriores a_0 (g) es el coeficiente aceleración del terreno, T (s) es el periodo natural de interés, c (m/s) es el coeficiente sísmico, T_a Y T_b son los periodos característicos de la meseta del espectro y r es el exponente que define la curva del espectro de diseño.

En la Figura 2.10, se muestran los espectros de diseño de las diferentes zonas del Distrito Federal.

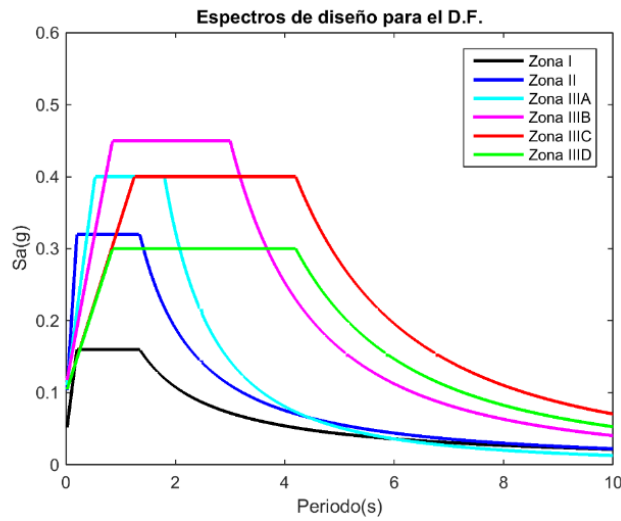


Figura 2.10. Espectros de diseño de las zonas según las NTC-D.F. (2004)

Para nuestro estudio se realizarán análisis estáticos y dinámicos paso a paso, los cuales permiten realizar el análisis con registros sísmicos reales, siempre y cuando se usen al menos 4 registros sísmicos y que estos mismos sean compatibles con los espectros de diseño de la norma NTC-D.F. (2004).

Anteriormente hemos visto cómo se calcula el espectro de diseño para la norma NTC-D.F. (2004), sin embargo, para poder trabajar con ellos la representación debe ser transformada a formato desplazamiento y aceleración espectral (S_d - S_a). Para dicho propósito se ha utilizado la ecuación 12.

$$Sd_i = \frac{T_i^2 Sa_i}{4\pi^2} \quad 12$$

En donde $Sd_i(m)$ corresponde al desplazamiento espectral, $Sa_i(g)$ a la aceleración espectral y T al periodo (s).

Los espectros de la NTC-D.F. (2004), al momento de ser transformados al formato S_d - S_a , tienen en algunos casos, un aspecto extraño o diferente a las transformaciones obtenidas para otras normas como la NCSE-02. Recordemos que los espectros de diseño de la norma mexicana se componen de 3 partes (Índice, Meseta y Apéndice) definidas con las ecuaciones 8, 9, 10 y 11.

Al momento de realizar las transformaciones de las tres partes del espectro, estas quedarían representadas de la siguiente manera:

$$\text{Índice: } Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} [a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}]$$

$$\text{Meseta: } Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} [c]$$

$$\text{Apéndice: } Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} \left[\left(\frac{T_b}{T} \right)^r \cdot c \right]$$

Para el caso de nuestra zona de estudio IIIA, según la Tabla 2.1 el valor de r es igual a 2, por lo tanto, al realizar la operación para el apéndice del espectro, el valor T^2 se anularía, quedando la ecuación de la siguiente forma:

$$\text{Apéndice: } Sd = 4\pi^2 [Tb^2 \cdot c]$$

Esta anulación de T^2 nos da como resultado dicho comportamiento constante. Para el caso de zonas de estudio I y II el valor de r es 1, por lo que la transformación del espectro es más similar a las obtenidas con el NCSE-02. En la Figura 2.11 se muestra esta transformación para el espectro IIIA.

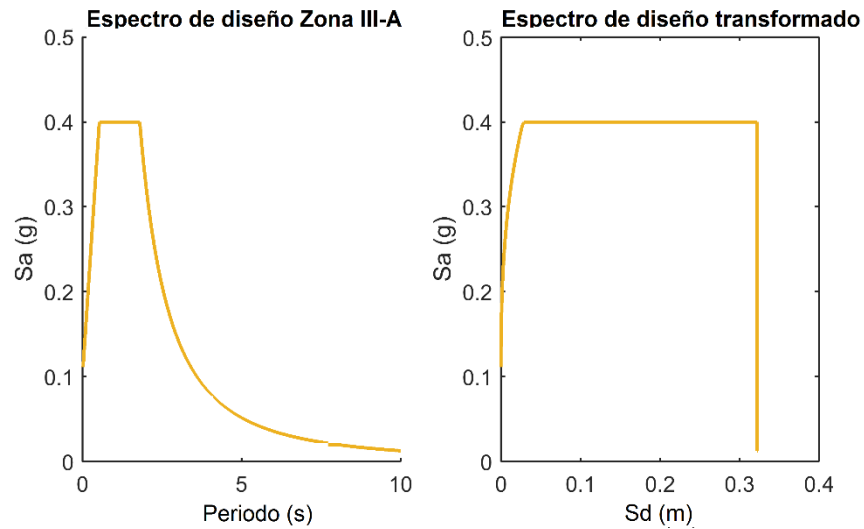


Figura 2.11. Espectro de diseño en formato Sd-Sa para la zona IIIA (NTC-D.F. 2004)

2.4 SELECCIÓN Y ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS

Los registros sísmicos son una de las herramientas que nos ayudan a entender y estudiar el movimiento del suelo. Gracias al avance de las tecnologías y herramientas computacionales, es posible realizar mejores análisis y correcciones a las mismas y obtener parámetros del movimiento del suelo más fiables, como lo es el PGA, que nos permite estimar la amenaza que un sismo representa.

Para la realización de este estudio se ha tomado como base el catálogo sísmico que fue analizado y corregido por Fernández (2015) y posteriormente mejorado por Díaz et al. (2015). Este catálogo fue obtenido originalmente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. y del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C.

Díaz et al. (2015) han realizado un tratamiento a las señales para la realización de su estudio y, a continuación se puntualizan de manera metódica los aspectos más importantes de las correcciones que realizaron a las señales.

- Utilizan los registros correspondientes únicamente a la Ciudad de México, quedando así un total de 7026 registros que datan de 1960 al 2014. Todos ellos en Formato ASA. (Anexo 1, ejemplo del formato).
- Realizan una depuración de registros que carecen de magnitud, coordenadas epicentrales y también ha descartado aquellos registros que provenían de sensores instalados dentro de las edificaciones.
- A los 6031 registros restantes se le fueron reasignados el tipo de suelo, con ayuda de programa AutoCAD Civil 3D y las coordenadas del registro.
- Con ayuda de rutinas en MatLab (2014) descarta todos aquellos registros con un PGA menor a 10 cm/s^2 , es decir aquellos con bajo potencial de daño.

- Se realizó una corrección a la línea base restando la media de los primeros 3 segundos y aplicando una ventana de Tukey. Filtrando así todos aquellos sismos que utilicen una frecuencia mayor a 0.15 Hz.
- Posteriormente se realizó un recorte a la señal por medio de la intensidad de Arias, (5-95%) para quedarse con la parte fuerte de la señal y disminuir el tiempo de cálculo.

Después de haber realizado estos filtrados y correcciones a las señales, se ha obtenido un total de 1277 registros, los cuales son más fiables y representativos para este tipo de estudio en el Distrito Federal y la Ciudad de México. Estos mismos registros serán utilizados para nuestros análisis.

2.5 REGISTROS SÍSMICOS COMPATIBLES

Las normas de construcción sismo-resistente en países con altos niveles sísmicos, por lo general dan ciertas libertades al investigador al momento de trabajar con los espectros de diseño y los registros sísmicos para el análisis. Generalmente la recomendación es trabajar con espectros de diseño que sean únicos de la zona, para no subestimar o sobre valorar la acción sísmica de la zona de estudio.

En este estudio se ha utilizado el método propuesto por Vargas (2013), para obtener espectros compatibles con el espectro de diseño de la norma NTC-D.F. (2004), a partir de los 1277 registros sísmicos de la Ciudad de México.

El método consiste en obtener los espectros de respuesta de cada registro sísmico considerando el error cuadrático medio (ECM) de cada uno de ellos. Con este proceso se obtiene un vector de ajuste de los errores cuadráticos medios entre los acelerogramas analizados y el espectro de diseño. Los que tengan menor error serán los que tengan una mejor compatibilidad con el espectro de diseño. El ECM se define con la siguiente ecuación.

$$ECM_i = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (sao_{T=Tj} - sai_{T=Tj})^2}$$

13

Donde i representa la variable del acelerograma analizado $sao_{T=Tj}$, es la aceleración espectral para el periodo Tj del espectro de diseño, $sai_{T=Tj}$, es la aceleración espectral para el periodo Tj del espectro del acelerograma i , y n es el número de periodos a considerar.

En nuestro estudio se han considerado los espectros de diseño de todas las zonas sísmicas de la Ciudad de México, *I, II Y III* con las sub zonas *III_A, III_B III_C III_D*, y los 1277 registros antes mencionados. En la Tabla 2.2 se muestra la cantidad de sismos utilizados por zona para este análisis.

Tabla 2.2. Distribución de los sismos del catálogo por zonas sísmicas del D.F.

ZONA	CANTIDAD DE REGISTROS
Zona <i>I</i>	285
Zona <i>II</i>	
Sub zona <i>III_A</i>	133
Sub zona <i>III_B</i>	380
Sub zona <i>III_C</i>	317
Sub zona <i>III_D</i>	162

De este análisis de registros se han extraído 4 sismos por zona, tal y como la norma NTC-D.F. (2004) establece, los cuales según el método del ECM son los más apegados y representativos de los espectros de diseño de cada zona. Debido a que la zona I y II comparten registros sísmicos, los cuales son compatibles tanto para el espectro de diseño del suelo I y II, en total se tienen 20 registros sísmicos compatibles en vez de 24. En la Tabla 2.3 se enlistan los sismos por zona y sus características más importantes.

Tabla 2.3. Listado de sismos compatibles por zona de estudio.

#	ZONA	CLAVE DE REGISTRO	DISTANCIA EPICENTRAL (Km)	Mw	PGA _x (cm/s ²)	PGA _y (cm/s ²)	PGA _z (cm/s ²)	PROFUNDIDAD (Km)
1	I Y II	PA34	333.0	7.4	11.7	9.8	6.2	16
2		CHAS	347.0	7.3	12.6	8.0	6.0	22
3		IM40	351.4	7.4	12.7	8.4	6.7	16
4		EO30	444.9	7.6	10.1	14.1	4.8	16
5	III A	HJ72	331.1	7.2	33.2	32.2	17.0	10
6		AL01	330.9	7.2	28.9	37.0	18.0	10
7		TL55	447.6	7.6	22.8	15.6	7.4	16
8		MJSE	222.3	7	17.7	13.8	9.1	69
9	III B	TH35	340.6	7.4	49.6	79.0	14.4	16
10		AE02	442.5	7.6	24.9	21.3	8.9	16
11		PCSE	442.8	6.9	15.2	18.2	3.6	16
12		DM12	347.8	7.3	19.4	23.2	6.5	22
13	III C	TH35	554.2	7.6	42.1	33.3	14.1	9
14		NZ20	556.0	7.6	17.7	17.2	8.6	9
15		ZARS	448.9	7.3	15.0	25.6	3.8	16
16		NZ31	597.9	7.5	10.8	13.2	4.3	5
17	III D	CE32	317.5	6.4	16.0	16.0	4.8	17
18		CE23	217.0	5.4	14.1	22.8	8.2	69
19		NZ20	416.3	7	9.8	11.0	5.5	16
20		NZ31	454.9	6.9	20.6	21.3	5.0	16

En la Figura 2.12., se muestran los resultados de los 6 espectros de diseño del Distrito Federal. Podemos observar como el espectro promedio de los 4 encontrados, se ajusta bien a los espectros de diseño. Es reconocido que existen técnicas de ajuste espectral con las cuales se pueden obtener una mejor compatibilidad, sin embargo, para fines de nuestro estudio no han sido ocupadas, ya que lo que se busca es trabajar con acelerogramas reales de la región que contengan la mayor amenaza.

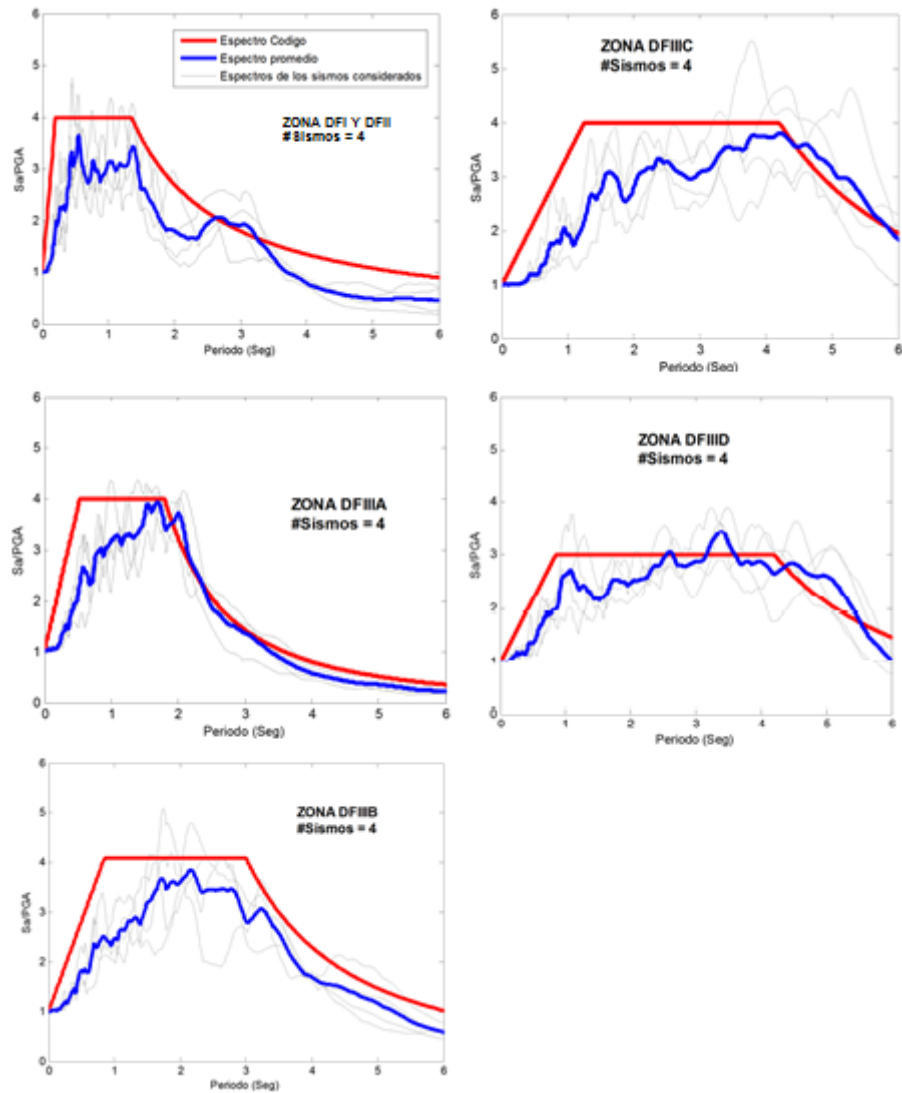


Figura 2.12. Los 4 espectros compatibles para cada espectro de diseño del D.F.

2.6 POST TRATAMIENTO DE LAS SEÑALES

El catalogo sísmico utilizado contiene señales sísmicas que ya han sido corregidas y mejoradas de manera general por Díaz et al. (2015). Sin embargo, ahora que se posee un número reducido de registros sísmicos, se puede realizar una optimización exclusiva de cada acelerograma y de esta manera reducir el tiempo de cálculo computacional.

2.6.1 Intensidad de arias

La intensidad de Arias (Arias A. 1970) es una manera de medir la energía del terremoto, el fin de esta herramienta aquí, es recortar la señal por ambos lados justo antes de que la señal llegue a la parte más fuerte y poco después de que esta parte fuerte termine, de esta manera se captura la parte más importante del sismo, dicho en otras palabras, la parte que genera el daño en las estructuras. La intensidad de Arias se expresa como se muestra a continuación:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_g^{t_f} a^2(t) \cdot dt \quad 14$$

Donde t es una variable temporal, a^2 es la aceleración del suelo durante el movimiento sísmico y t_f es la duración total del acelerograma. En la Tabla 2.4 se muestran los resultados de este post-tratamiento para las 20 señales, donde se ha logrado reducir significativamente la duración efectiva en cada señal. Es importante monitorear éstas para evitar se pierda parte importante del sismo.

Tabla 2.4. Reducción de la duración efectiva de las señales por medio de la Intensidad de Arias.

SEÑAL	Díaz et al. (2015)	ESTE ESTUDIO	REDUCCIÓN
	DURACIÓN (S)	DURACIÓN (S)	
1	149.25	61.82	ARIAS. 97%
2	119.18	59.30	ARIAS 95%
3	182.25	91.06	ARIAS 98%
4	156.25	98.71	ARIAS 96%
5	399.8	124.85	ARIAS 98%
6	483.0	126.40	ARIAS 98%
7	286.72	167.57	ARIAS 99%
8	182.06	109	ARIAS 97%
9	356.25	205.62	ARIAS 99%
10	383.75	274.24	ARIAS 99%
11	209.98	144.4	ARIAS 98%
12	263.95	198.89	ARIAS 99%
13	284.16	235.13	ARIAS 99%
14	312.25	261.31	ARIAS 99%
15	296.11	203.9	ARIAS 99%
16	674.56	427.43	ARIAS 99%
17	327.2	199.68	ARIAS 99%
18	330.24	250.04	ARIAS 99%
19	240.75	188.70	ARIAS 99%
20	444.16	332.77	ARIAS 99%

A manera de ejemplo en la Figura 2.13, se muestra la reducción de la duración efectiva de la señal Acc9 (TH35) en sus 2 componentes horizontales por medio del grafico de Husid, y en la Figura 2.14 puede verse cómo el espectro de respuesta de aceleración de este registro no se ha visto afectado por el recorte de la señal. Lo mismo se ha realizado con los otros 19 registros tratados; en el anexo 2 se pueden apreciar las reducciones para los 8 sismos de la zona de estudio (IIIA).

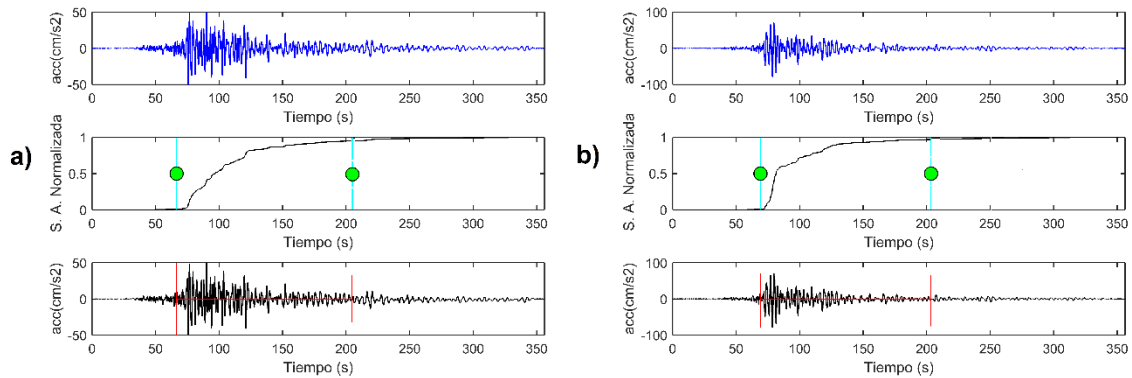


Figura 2.13. a) Componente horizontal N-S Acc9 (TH35). b) Componente horizontal E-W Acc9 (TH35). En ambas se muestra la señal original, el grafico Husid y la duración efectiva de la señal.

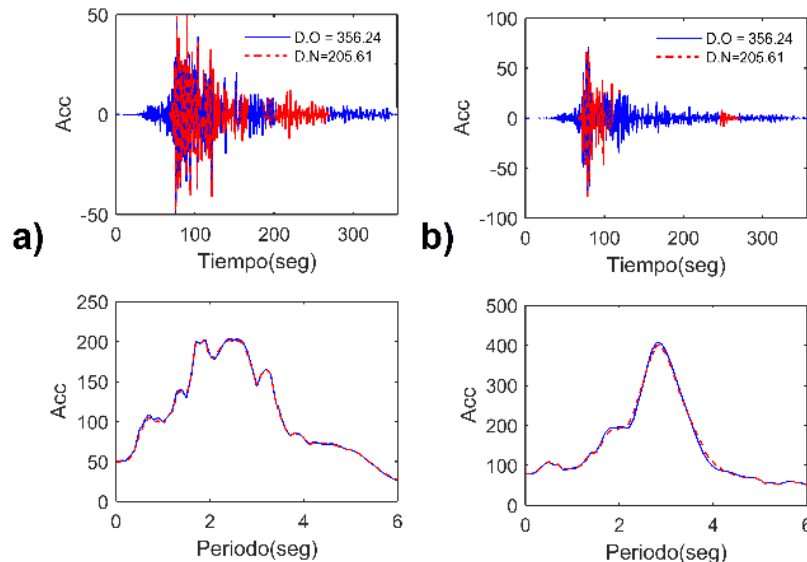


Figura 2.14. a) Componente horizontal N-S Acc9 (TH35). b) Componente horizontal E-W Acc9 (TH35). Señal original, señal con la reducción por duración efectiva y sus respectivos espectros de respuesta.

CAPITULO 3: DIRECCIONALIDAD SÍSMICA EN LA AMENAZA

3.1 INTRODUCCIÓN

La direccionalidad sísmica en la amenaza del Distrito Federal se realiza en base a los registros sísmicos de las zonas IIIA y IIIB obtenidos en el capítulo anterior, ya que son estas zonas en donde se encuentra el centro de la Ciudad de México, donde existe un gran número de edificaciones importantes y en donde también se encuentra el mayor porcentaje de la población. A continuación, se explicará brevemente la metodología de cálculo de la direccionalidad en la amenaza.

Se ha utilizado la metodología propuesta por Boore et al. (2006), en la cual se obtienen medidas de intensidad del movimiento del suelo independiente de la orientación del sensor, estas medidas se dividen en 2. La MGRotDpp (pp indica el percentil), que es dependiente del periodo, y la MGRotIpp, que es independiente del periodo, ambas medidas están basadas en el cálculo de los espectros de respuesta de las componentes horizontales para todas las orientaciones posibles del sensor y, se calculan para los percentiles (pp) 0, 50 y 100 que son el mínimo, la mediana y el máximo respectivamente.

3.2 MEDIA GEOMÉTRICA

La media geométrica en la ingeniería sísmica es una manera de combinar las 2 componentes horizontales de un registro sísmico, aunque existen varias opciones como la Media Aritmética (MA) o la composición Cuadrática (CC). No obstante la más usada es la Media Geométrica, ya que en estudios recientes se ha demostrado que muestra menos dispersión en las regresiones usadas para predecir el movimiento del suelo (Beyer y Bommer, 2006). La media geométrica, la media aritmética y la composición cuadrática la cual es obtenida de 2 formas, CC1, que corresponde a la combinación de las señales originales, y CC2 que corresponde a la combinación de las respuestas máximas de las señales, se obtienen de las ecuaciones 15, 16, 17 y 18 respectivamente.

$$Sa_{MG} = \sqrt{Sa_x \cdot Sa_y} \quad 15$$

$$Sa_{MA} = \frac{Sa_x + Sa_y}{2} \quad 16$$

$$Sa_{CC1} = \sqrt{Sa_x^2 + Sa_y^2} \quad 17$$

$$Sa_{CC2} = \max \left(\sqrt{RX_{GDL(T)}^2 + RY_{GDL(T)}^2} \right) \quad 18$$

En donde Sa_x y Sa_y son las componentes horizontales del espectro de respuesta, $RX_{GDL(T)}$ y $RY_{GDL(T)}$ corresponden a las respuestas temporales del sistema amortiguado de un grado de libertad para un periodo T , sujeto a una acción sísmica.

A manera de ejemplo se han calculado los espectros de respuesta de las componentes horizontales del Acc9 (TH35), y se han obtenido la Media Geométrica, la Media Aritmética y las 2 composiciones cuadráticas definidas anteriormente (CC1 y CC2) para un periodo de 1 segundo. En la Figura 3.1 se puede observar cómo la MG y la MA son las que mejor ajustan la combinación de las señales, y que en el caso de la CC1 y CC2 la combinación siempre queda por encima de las señales originales, siendo estas últimas, unas medidas que se podrían considerar conservadoras. Importante comentar que la CC1 y CC2 no deben ser comparadas directamente con la MG y MA, ya que estas representan los máximos de la composición vectorial; sin embargo la CC2 tiene la ventaja de que no es dependiente de la rotación. Cabe mencionar que la media geométrica y la media aritmética tienen una periodicidad de 90° como se puede observar en la Figura 3.1.

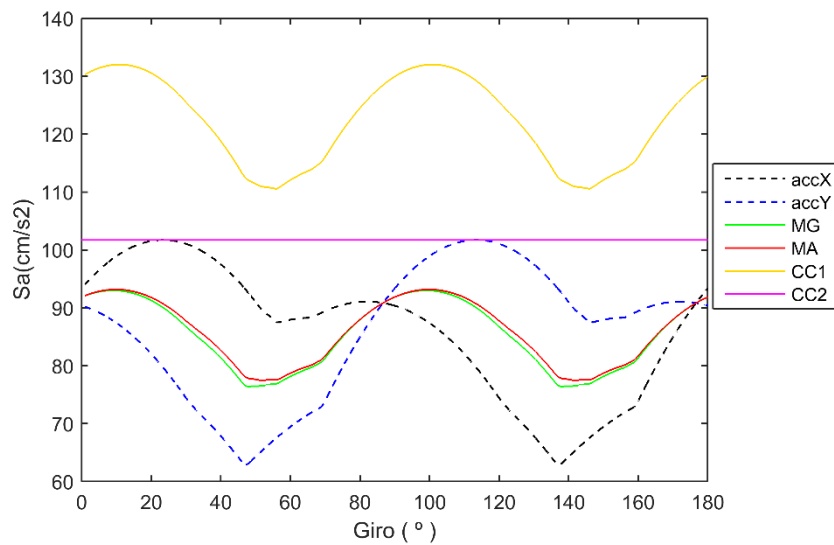


Figura 3.1. Comparación de las MG, MA y CCs para la Acc9 (TH35)

La media geométrica depende de la orientación del sensor del acelerógrafo, lo cual puede ser un problema en el caso de que la dirección del registro y la del sensor sean la misma, ya que, en dicho caso, al intentar obtener la media tendríamos que el resultado es 0. Por eso mismo se ha utilizado la metodología de Boore *et al.* (2006), en donde se utilizan dos medidas que sean independientes de la dirección en la que se encuentre el sensor. A continuación se explican brevemente los pasos a seguir para poder calcular la RotDpp y la Rotlpp.

3.2.1 RotDpp

Para el cálculo de la RotDpp se siguen los siguientes pasos:

1. Se aplican las siguientes ecuaciones para cada una de las componentes horizontales de los registros a estudiar, para girar las señales a ángulos que van de 0 a 90 ° con incrementos de 1°.

$$\begin{aligned} acc_x(t, \theta) &= acc_x \cos(\theta) + acc_y \sin(\theta) \\ acc_y(t, \theta) &= -acc_x \sin(\theta) + acc_y \cos(\theta) \end{aligned} \quad 19$$

2. Para cada ángulo de rotación de cada componente horizontal ($acc_x(t, \theta)$, $acc_y(t, \theta)$) se calculan sus espectros de respuesta para un índice de amortiguamiento crítico (ν) y un rango de periodos (T).

$$\begin{aligned} Sa_x(T, \theta) &= \max [RX_{GDL}(Ti, ti, \nu)] \\ Sa_y(T, \theta) &= \max [RY_{GDL}(Ti, ti, \nu)] \end{aligned} \quad 20$$

3. Se calcula la media geométrica de cada espectro de respuesta de las componentes horizontales, esto para cada registro y su respectivo ángulo de rotación.

$$M = \sqrt[2]{Sa_x(T, \theta) \cdot Sa_y(T, \theta)} \quad 21$$

4. Se ordenan de forma ascendente los valores de las medias geométricas por ángulo, para cada uno de los periodos considerados. Esto nos arroja una matriz con valores de cada periodo y ángulo de rotación.

5. El último paso es calcular el RotDpp, que es la media geométrica de cada uno de los periodos con percentiles de 0, 50 y 100 que representan el mínimo, el medio y el máximo y pueden ser obtenidos mediante las siguientes ecuaciones

$$RotD100(T) = \max[Sax(\theta, T), Say(\theta, T)] \quad 22$$

$$RotD00(T) = \min[Sax(\theta, T), Say(\theta, T)] \quad 23$$

$$RotD50(T) = \text{median}[Sax(\theta, T), Say(\theta, T)] \quad 24$$

Donde $Sax(\theta, T), Say(\theta, T)$ son los espectros de respuesta de cada componente rotada. Importante mencionar que el RotD100 es equivalente a la CC1.

En la figura 3.2 se muestran los resultados de la RotDpp para la Acc9 (TH35).

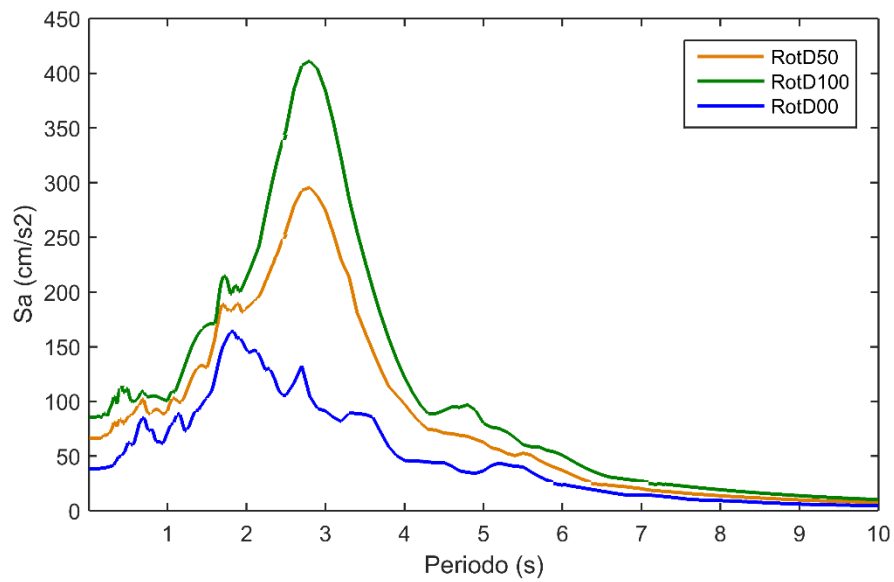


Figura 3.2 RotDpp para los percentiles 0, 50 y 100 de Acc9 (TH35).

3.2.2 Rotlpp

Para el cálculo de la Rotlpp se siguen los siguientes pasos:

1. Esta media se basa en el RotDpp y la media geométrica de cada rotación, para esto se utiliza la función de penalización, mostrada en la siguiente ecuación:

$$penalty(\theta) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left[\frac{ROT(\theta, T_i)}{RotDpp(T_i)} - 1 \right]^2 \quad 25$$

2. A partir de este resultado se encuentra el ángulo que minimiza (θ_{min}) al RotDpp.
3. Se obtiene la media geométrica de los espectros de repuesta del ángulo mínimo (θ_{min}).
4. Se obtiene la Rotlpp como se muestra en la siguiente ecuación.

$$RotDpp(T_i) = ROT(\theta_{min}, T_i) \quad 26$$

Esta medida también tiene la virtud de que evita cambios bruscos en el espectro para periodos muy próximos (Pinzón, 2014).

Para la búsqueda del Rotl100 de cada registro sísmico se ha tomado como referencia el periodo fundamental de nuestra estructura, fijando los límites inferior y superior a TF -0.5 y TF +0.5 respectivamente, siendo TF el periodo fundamental de la estructura. De esta manera la amenaza corresponderá con el rango de la respuesta que nuestra estructura puede recibir. Como ejemplo en la Figura 3.3 Y 3.4, se muestra el RotD100, el Rotl100, y el rango de búsqueda para el espectro que mejor represente la mayor amenaza en función de su ángulo de rotación para el Acc9 (TH53) para las 2 componentes horizontales del registro.

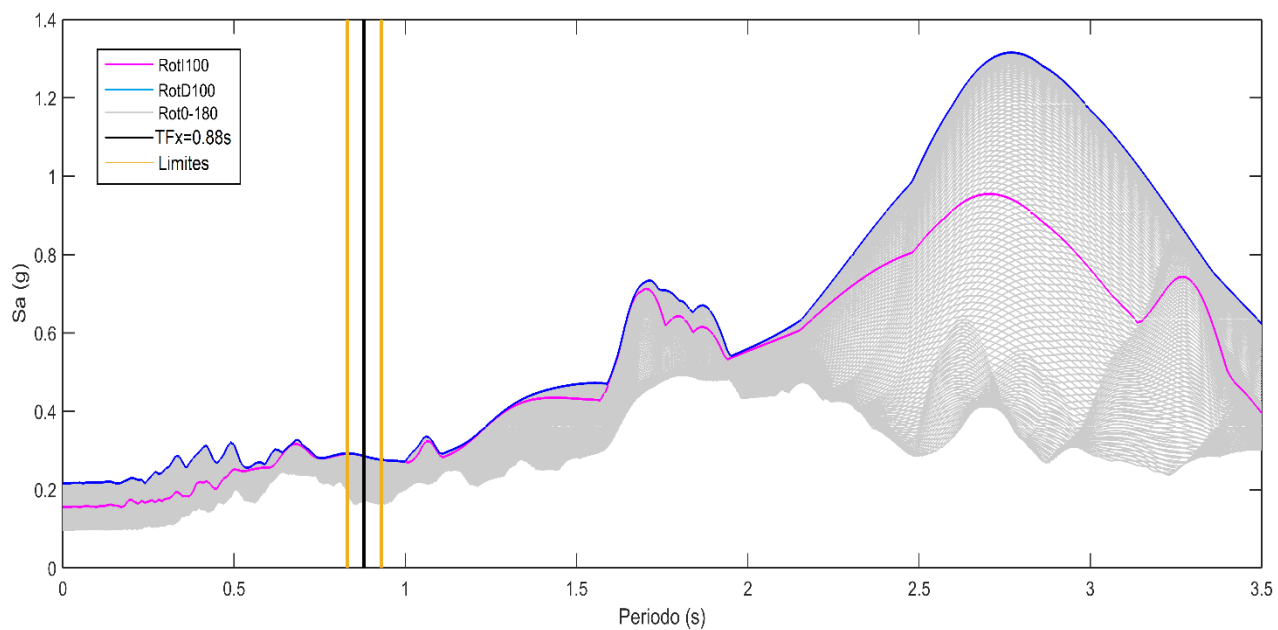


Figura 3.3 RotDpp y Rotlpp del Acc9 en X (TH35).

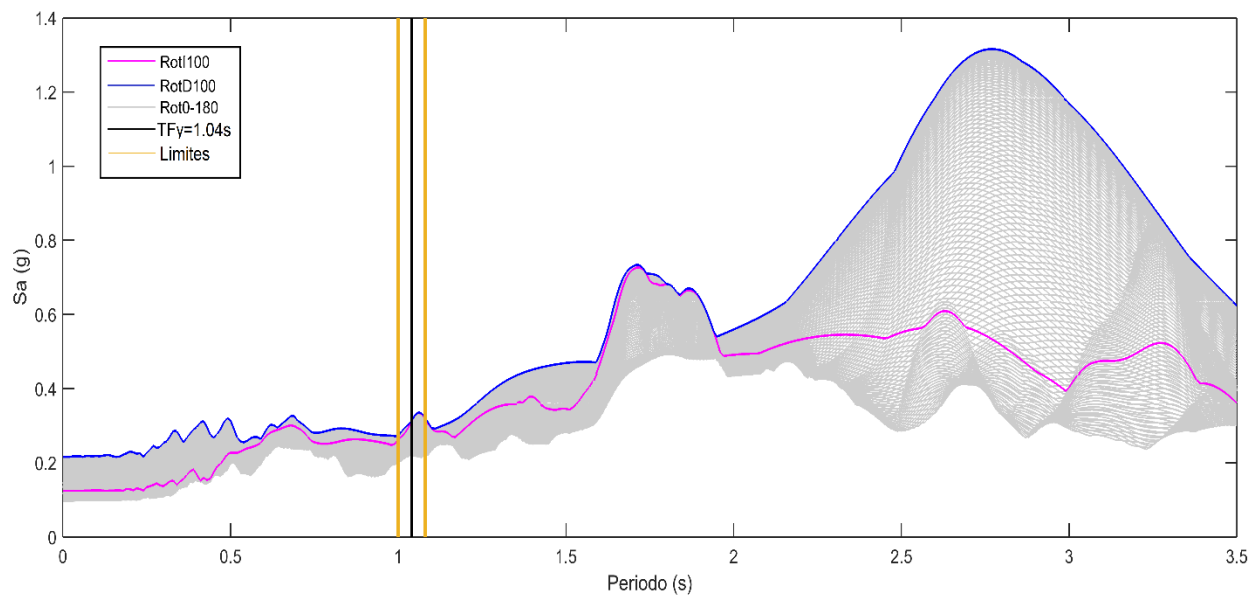


Figura 3.4 RotDpp y Rotlpp del Acc9 en Y (TH35).

Utilizando los rangos de búsqueda antes mencionados, se utiliza la ecuación 25 propuesta por Boore *et al.* (2006); la cual nos dará el espectro más próximo al RotD100, este espectro penalizado o más próximo será el RotI100. En la Figura 3.5 se puede observar a manera de ejemplo, el RotI100 para el Acc9 (TH35) en su componente N-S, el cual corresponde al espectro rotado a 20° .

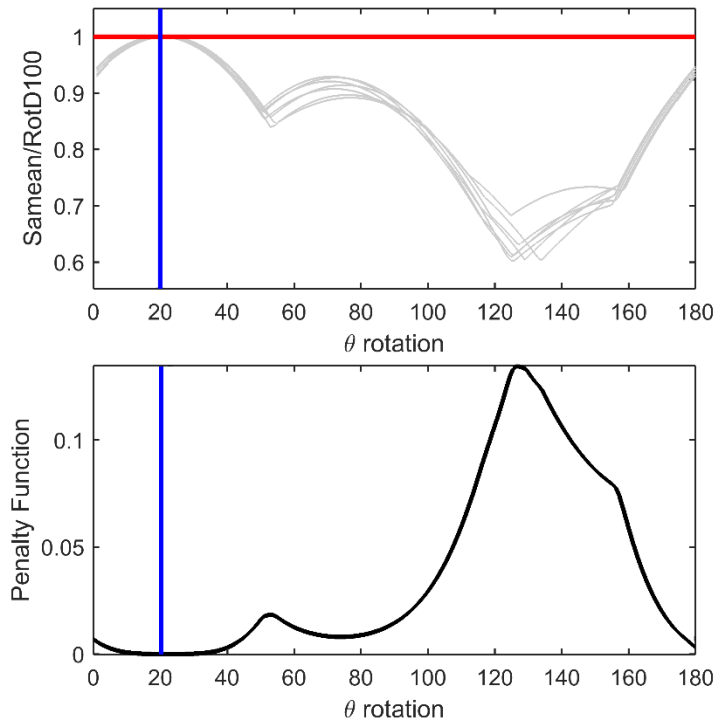


Figura 3.5 Función de penalización aplicado al el Acc9 (TH35).

De igual manera se han obtenido los ángulos que representan la mayor amenaza sísmica para cada registro de la zona de estudio según la función de penalización de Boore *et al.* (2006).

A manera de comparación se han obtenido también, los ángulos de máxima amenaza utilizando el ECM (Ecuación 13) como otra metodología de penalización.

En la Figura 3.6, se muestran los espectros rotados al Ángulo de Mayor Amenaza (AMA) obtenidos mediante Boore y ECM para el Acc9 (TH35), en ambas direcciones. Se puede observar como para este caso, la penalización de Boore y la del ECM tienen resultados muy similares, por lo que ambas funciones de penalización se consideran adecuadas.

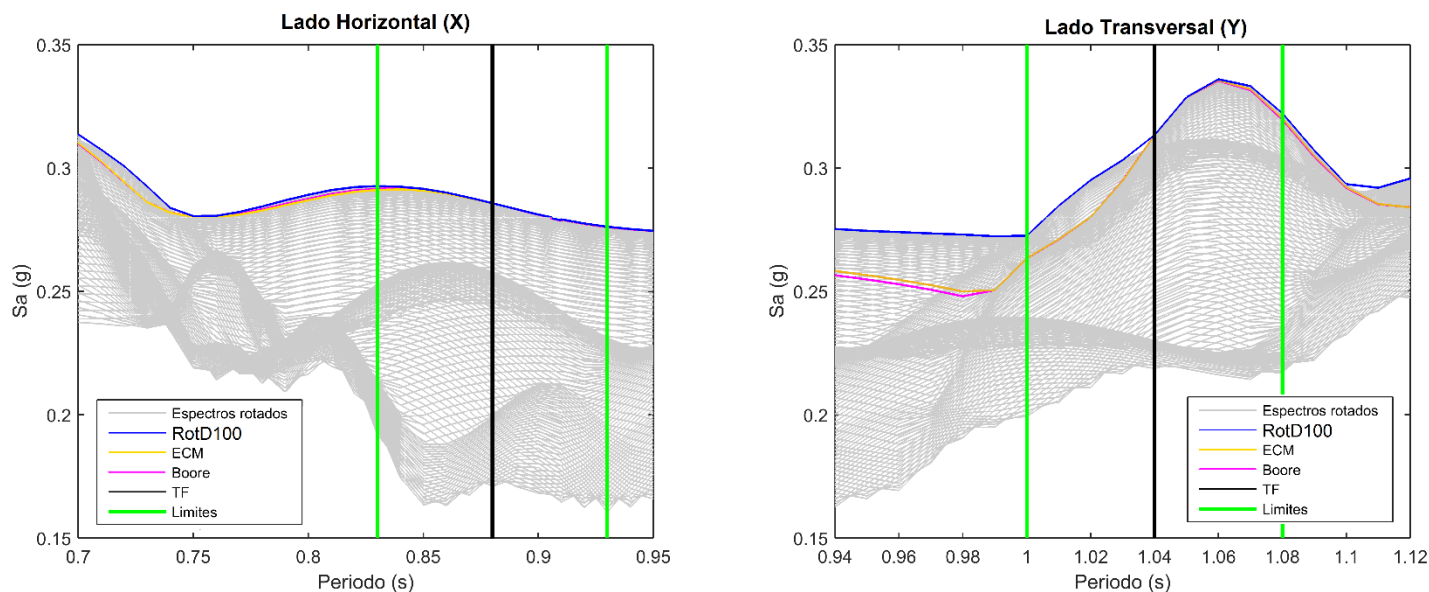


Figura 3.6. Espectros penalizados con Boore y ECM para el Acc9 (TH35) en X & Y.

Los ángulos obtenidos con las diferentes metodologías antes mencionadas se muestran en la Tabla 3.1; serán estos mismos los que se utilicen para comparar los ángulos obtenidos en los análisis de direccionalidad en el daño.

Tabla 3.1. Ángulos correspondientes a la mayor amenaza de cada registro sísmico.

REGISTRO	ZONA	CLAVE DE REGISTRO	AZIMUT EPICENTRO-ESTACIÓN (°)	ÁNGULO ECM (°) en X & Y	ÁNGULO BOORE (°) en X & Y	
5	III A	HJ72	49	137	8	137
6		AL01	49	12	97	12
7		TL55	121	154	131	153
8		MJSE	141	128	95	127
9		TH35	98	21	89	21
10	III B	AE02	119	161	55	162
11		PCSE	21	93	99	96
12		DM12	93	52	93	52
						153

CAPITULO 4: DIRECCIONALIDAD SÍSMICA EN EL DAÑO

4.1 INTRODUCCIÓN

La direccionalidad en el daño de la estructura, va enfocada a la relación que existe entre la dirección de máxima amenaza y el daño en la estructura. Es obvio esperar, que si la mayor amenaza coincide con la parte débil de la estructura entonces se tengan daños más importantes. Por lo que, primero se evalúa el comportamiento de la estructura en sus 2 direcciones principales (X & Y) mediante un Análisis Estático Adaptativo (AEA) con 2 enfoques: 1) determinista y 2) probabilista; esto nos servirá como base para la obtención de los puntos de desempeño y las curvas del índice de daño esperado (ID). La intención es que, con base de los puntos de desempeño obtenidos de los espectro de respuesta de cada señal original y, para cada espectro rotado en un rango de 180°, obtener cuál de estos generara el mayor daño en la estructura, y por consiguiente obtener el ángulo de rotación del espectro que genere este de mayor daño.

4.2 EDIFICIO DE ESTUDIO

Se analiza un edificio de acero de mediana altura (4 pisos) con pórticos a momentos resistentes especiales, compuesto por vigas y columnas de secciones tipo W del AISC (Sección tipo I) con conexiones totalmente rígidas (FR) precalificadas (ANSI/AISC 358). El edificio se han diseñado de acuerdo a un uso de oficinas, con un factor de reducción por ductilidad $Q=3$ (Ver anexo 3) de la NTC-D.F. (2004) y ANSI / AISC 360-10 para la zona sísmica IIIA (suelos blandos) de la Ciudad de México. El edificio tiene una planta rectangular que consta de 4 vanos de 4 m en la dirección transversal y 4 vanos de 6 m en la dirección longitudinal. Los pórticos de acero satisfacen el criterio AISC de, columna fuerte-viga débil. Debido a que el estudio de la direccionalidad tiene en cuenta que cada registro sísmico tenga una rotación θ , el edificio es analizado en 3D.

4.3 MODELACIÓN 3D DE LA ESTRUCTURA

Para la modelación del edificio se han utilizado 3 programas de diseño estructural (Stad Pro, Sap2000 y Ruaumoko 3D), con la finalidad de comparar la fiabilidad de los resultados y correcta modelación de la estructura. Las secciones consideradas en la modelación estructural corresponden a los de la Tabla 4.1, en donde también se muestran las propiedades más importantes de cada sección. Las dimensiones y configuración del edificio se muestran en la Figura 4.1.

Tabla 4.1. Propiedades de las secciones estructurales en el modelo 3D.

COLUMNAS W 16 X 89		VIGAS W14x68	
L (mm)	4500 y 3500	L (mm)	4800 y 3200
H (mm)	346	H (mm)	279
Tw (mm)	13.3	Tw (mm)	10.5
D (mm)	425	D (mm)	357
Fy (MPa)	375.76	Fy (MPa)	375.76
Tf (mm)	22.2	Tf (mm)	18.3
Bf (mm)	263	Bf (mm)	255

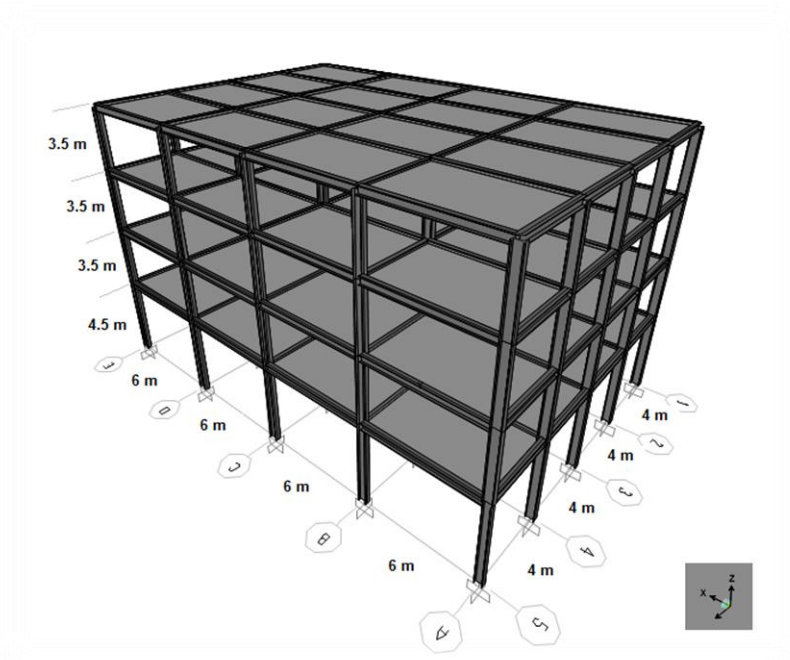


Figura 4.1. Secciones estructurales utilizados en el modelo.

Un factor importante considerado en el diseño de la estructura fue la orientación de las columnas centrales del edificio, las cuales entregan la adecuada resistencia y buen comportamiento de la misma en ambas direcciones. En la Figura 4.2, podemos ver la orientación de las columnas centrales para la primera planta del edificio, dicha configuración es utilizada en la totalidad de la estructura modelada.

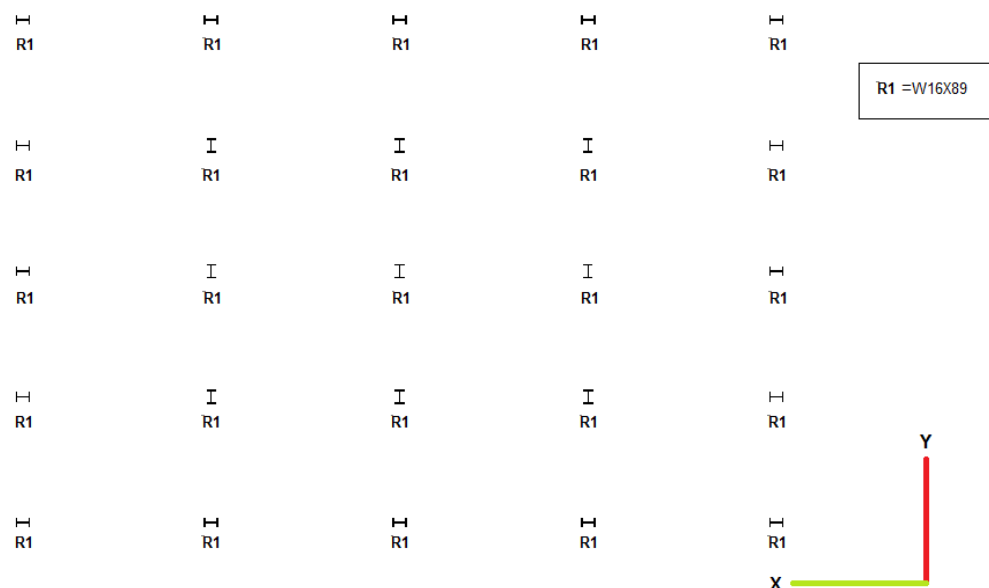


Figura 4.2. Orientación de las columnas en la estructura.

Aunque la masa propia es calculada por los programas, el valor de la carga viva y acabados tienen que ser introducidos como cargas repartidas dentro de los programas, para que estas sean consideradas al momento del cálculo. En la Tabla 4.2 se muestran las cargas utilizadas de entrepiso y cubierta; éstas corresponden a la combinación de 1.0 Carga Muerta + 0.2 Carga Viva, la cual es establecida en el PEER/ATC 72-1 para análisis no lineales.

Tabla 4.2. Cargas de entrepiso y cubierta considerados.

TIPO	CARGA (KN/m ²)	CARGA ACABADOS (KN/m)	MUROS (KN/m)
Entrepiso	3.881	1.49	7.45
Azotea	1.125	0.74	0

4.3.1 Staad Pro

El programa Staad Pro (V8i) se ha utilizado por 2 razones: 1) el proceso de modelación es sencillo debido a su interface simple y gráfica. 2) tiene compatibilidad con el programa Ruaumoko 3D, que como se verá más adelante, será el programa utilizado para los análisis estáticos y dinámicos a la estructura.

Para esto el programa tiene 2 modos de trabajo, el primero es el modo estándar de modelación, en el que se dibujan los elementos de la estructura por medio de tablas o, por medio de herramientas de dibujo, y el segundo que es el que nos interesa, por medio de código, este código es indispensable debido a que la geometría y propiedades de la estructura pueden ser exportadas al programa Ruaumoko 3D. Este programa se ha utilizado con la finalidad de realizar un análisis modal de la estructura, además este programa posee una gran fuente de catálogos de perfiles de acero que facilitan el modelado, la introducción de materiales y especificaciones del edificio. En la Figura 4.3 se muestra la estructura 3D modelada en Staad Pro.

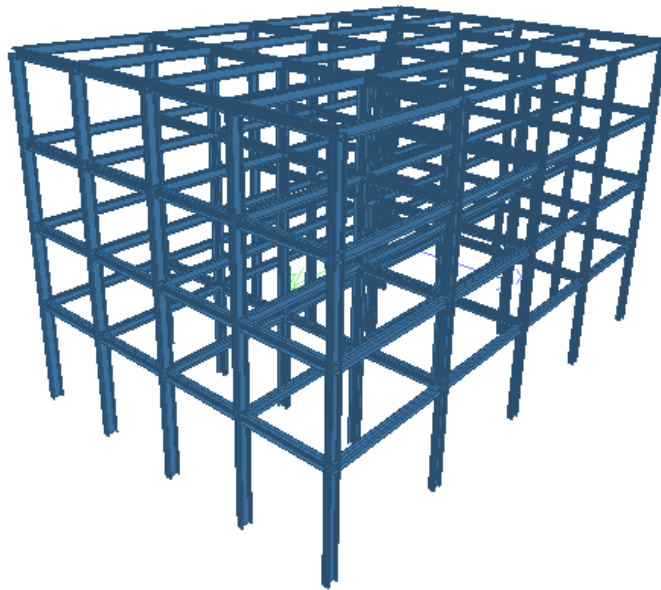


Figura 4.3. Modelo 3D del edificio de estudio en Staad Pro (V8i).

4.3.2 SAP 2000

A efectos de comprobación se ha modelado la estructura en SAP2000 (Versión 18.0.1), de esta manera podemos comprobar que los modos de vibrar y las curvas de capacidad obtenidas son las adecuadas para la estructura que será utilizada en el análisis de la direccionalidad. El SAP2000 (Versión 18.0.1) es un programa comercial muy similar al Staad Pro (V8i), con la ventaja que realiza análisis no lineales. Este programa permite modelar la estructura a partir de un panel de dibujo y, o con tablas, una desventaja es que no tienen la compatibilidad con Ruaumoko 3D. En la Figura 4.4 podemos observar el edificio modelado en 3D con este programa.



Figura 4.4 Modelo 3D del edificio de estudio en SAP 2000.

4.3.3 Ruaumoko 3D

El programa Ruaumoko 3D (Carr, A. 2007), es considerado un software muy potente para análisis estáticos y dinámicos no lineales y, su versión en Batch permite usarlo en análisis múltiples, lo cual es muy útil para análisis probabilistas y de direccionalidad. La desventaja es que, a diferencia de los programas comerciales carece de una interface de dibujo, la única manera de introducir los datos al programa es a través de código, lo que puede resultar un poco complicado para usuarios acostumbrados a programas que tiene una interface gráfica, como los antes mencionados. El programa es muy robusto y flexible dado que permite introducir muchos parámetros de diseño que

otros programas no contemplan, como son los registros sísmicos en 3 direcciones, usar una gran variedad de reglas de histéresis y calcular el índice de daño de Park y Ang, entre otros. Para el caso de este estudio se ha realizado el modelo de una manera sencilla con base en el modelo generado en el Staad pro (V8i), y se utiliza el modo Batch con rutinas del programa MatLab (2014) para los análisis probabilistas y de direccionalidad. En la Figura 4.5 se muestra la representación 3D de la estructura en Ruaumoko.

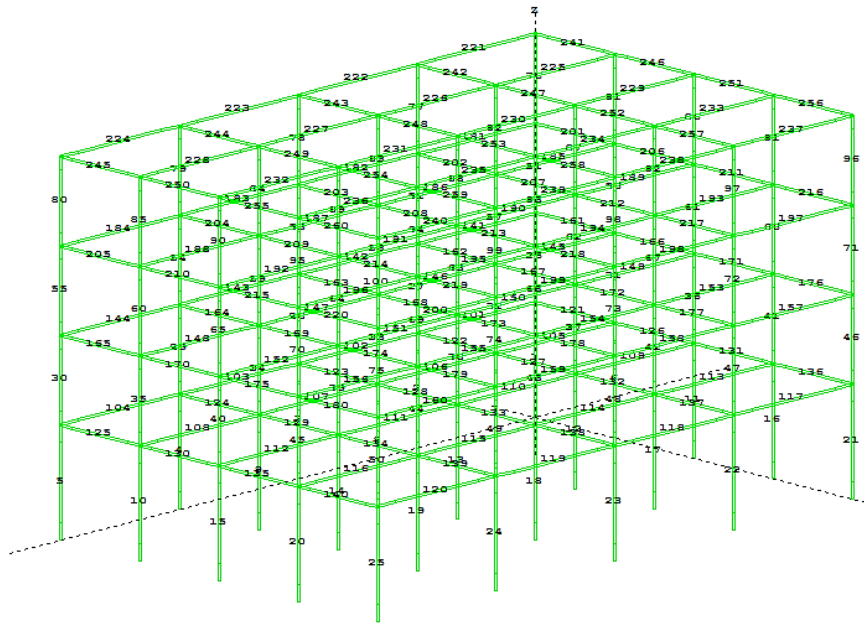


Figura 4.5. Modelo 3D del edificio de estudio en Ruaumoko.

La modelación del edificio en diferentes programas se ha realizado para efectos de comprobación y optimización, sobretodo en este tipo de estudios se debe tener conciencia de que la estructura a analizar entregue buenos resultados.

Como comparación, se ha realizado un análisis modal a la estructura en los diferentes programas. En la Tabla 4.3, se pueden observar los resultados de los programas, Staad Pro (V8i), Ruaumoko (Carr, A. 2007) y SAP 2000 (Versión 18.0.1) respectivamente; con esto podemos observar que el periodo en los diferentes modos de vibrar, sobre todo en los primeros 3 modos, es cercano, aunque siempre serán diferentes debido a como cada programa considera la masa en los análisis.

Tabla 4.3. Resultados del análisis modal de la estructura.

Modo	STAAD PRO	RUAUMOKO	SAP2000
	Periodo (s)	Periodo (s)	Periodo (s)
1	0.93	0.88	0.85
2	0.98	1.04	0.95
3	0.74	0.70	0.76

Como se comentó el programa Ruaumoko será el utilizado para la evaluación sísmica probabilista del edificio. A continuación, se describen más a detalle las consideraciones realizadas en el modelado del edificio para este programa.

Las vigas y columnas se modelan con miembros tipo FRAME, con rotulas plásticas en sus extremos. Las rotulas plásticas siguen la ley de histéresis Bi-Lineal (Figura 4.6), con endurecimiento y degradación de la resistencia con base a la ductilidad (Appendix A - Ruaumoko 3D) (Carr, A. 2007). Por las limitaciones del modelo analítico adoptado que sólo es capaz de reproducir el fallo por momentos a flexión y cortante, la interacción entre el momento de flexión y fuerza axial no fue considerada. Además, se prevé que los mayores daños para esta tipología de edificios son debidos a los efectos de los momentos y cortantes en los extremos de los elementos. La interacción de la superficie de fluencia se define para las columnas y vigas por el diagrama de momento flector - deformación angular. El edificio se supone empotrado en la base y las losas se consideran rígidas en ambas direcciones. Se considera en los análisis estructurales el efecto P-Delta. Las zonas panel fueron modeladas con la rigidez rotacional en las conexiones, obtenida con el modelo propuesto en H. Krawinkler y presentado en FEMA 355C.

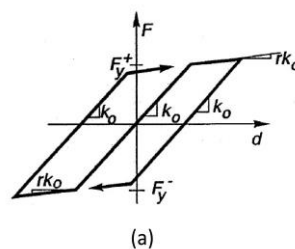


Figura 4.6. Regla de histéresis bilineal.

Para las contribuciones de masa de cada elemento en la matriz de se ha utilizado la “Lumped Mass”, en donde las contribuciones son representadas en forma diagonal y están asociadas con los 3 grados de libertad de los extremos de cada elemento, tomando en cuenta también que la contribución de

los grados de libertad rotacionales son consistentes con la matriz de masa de cada miembro, Viga-Columna y muros (Cook, 1981).

En el caso del amortiguamiento se consideró un 2% de amortiguamiento Rayleigh “Constant Damping” (Amortiguamiento recomendado para estructuras de acero, SAC) ,esta versión asume que el amortiguamiento es constante a las frecuencias que pertenecen al primer modo de variación lineal de la fracción del amortiguamiento crítico y a la fracción del amortiguamiento critico especifica en el segundo modo, después de esto el amortiguamiento permanece constante en el modo de frecuencia más alto de la estructura (Figura 4.7).

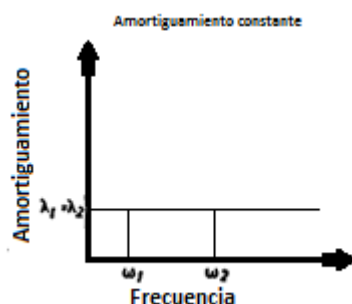


Figura 4.7. Amortiguamiento constante de Rayleigh.

4.4 RELACIÓN RESISTENCIA-DUCTILIDAD

4.4.1 IMK modificado

El diagrama de momento flector (M) - deformación angular (θ) en las vigas y columnas fue definido con base de la relación resistencia – ductilidad del modelo IMK modificado (Ibarra et al. 2005; Lignos and Krawinkler 2009; 2011; 2013) en este modelo.

El IMK busca obtener el deterioro histerético de la resistencia a flexión de los elementos mediante la fuerza-ductilidad, en la Figura 4.8 se muestra el modelo de manera gráfica. Este modelo considera 3 modos de deterioro cíclico con respecto a la curva envolvente; 1) por fuerza básica, 2) por fuerza post-límite máximo y 3) por deterioro de la rigidez de carga y descarga. El comportamiento no lineal de los elementos de la estructura se define mediante 3 parámetros de fuerza y 4 de deformaciones.

En el caso de los parámetros de fuerza en este estudio se han calculado utilizando las relaciones propuestas por Lignos & Krawinkler (2009), dichos parámetros y relaciones se muestran en la Tabla 4.4.

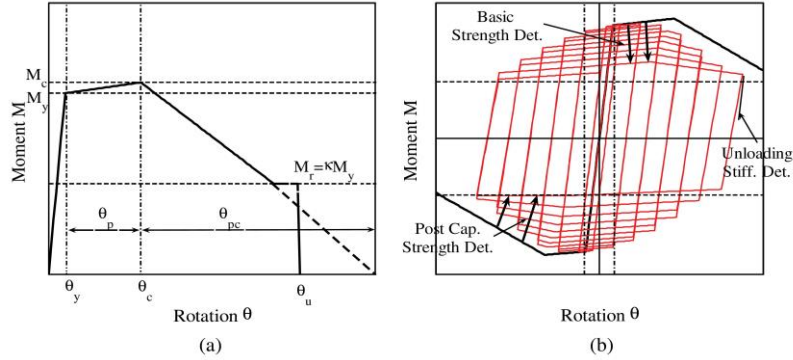


Figura 4.8 Modelo modificado IMK; (a) curva envolvente; (b) definición de modos básicos de deterioro cíclico (Lignos y Krawinkler, 2011).

Tabla 4.4. Parámetros de fuerza, deformación y relaciones propuestas por Lignos & Krawinkler.

Parámetros de Fuerza	Parámetros de deformación	Relaciones
M_w = Momento de fluencia efectivo:	θ_y =Rotacion de fluencia	$\frac{M_y}{M_{yp}} = 1.17$
M_c = Momento límite máximo	θ_p =Pre límite de rotación plástica	$\frac{M_c}{M_y} = 1.11$
M_r = Momento residual	θ_{pc} =Post límite de rotación	$k = \frac{M_y}{M_r} = 0.4$
-	θ_u = Rotación ultima	-

Recordemos que el término ductilidad en la ingeniería estructural se refiere a la capacidad que tienen los elementos de deformarse antes de romperse (Nakamo, 1990), por lo que la ductilidad inicial y última de un elemento va relacionada con el desplazamiento del mismo elemento.

Las variables de deformación que definen la ductilidad de las secciones antes mencionadas se calculan mediante las ecuaciones 27, 28 y 29.

$$\theta_y = \frac{1.17 - Z - f_y, \theta_y}{E - I} \quad 27$$

$$\theta_p = 0.0865 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.14} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.34} \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.721} \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot f_y}{355}\right)^{-0.23} \quad 28$$

$$\theta_{pc}=5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_p}\right)^{-0.80} \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.28} \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot f_y}{355}\right)^{-0.43} \quad 29$$

Donde E, es el módulo de elasticidad, I es la Inercia, Z el módulo plástico de la sección, fy es la fuerza de fluencia, c_{unit}^1 y c_{unit}^2 son los factores de conversión de unidades, h/t_w es la relación de altura y espesor del alma de la sección, L/d , la relación de vano con la altura de la sección, y $b_f/2t_p$ es la relación del ancho y espesor de las alas de la sección.

Los parámetros calculados de fuerza y deformación nos ayudan a definir la ley de histéresis Bilineal que, como se comentó anteriormente será utilizada dentro de las consideraciones de cálculo de Ruaumoko. Para ser ingresados en el programa, estos nuevos parámetros tienen que ser definidos en función del factor de endurecimiento post-fluencia y, la ductilidad donde inicia la degradación de la fuerza. El programa también pide definir la ductilidad en donde acaba la degradación de la fuerza y la ductilidad donde la fuerza máxima se ha degradado hasta un 1%. Todos estos valores de ductilidad son calculados en con las siguientes ecuaciones.

$$\text{Endurecimiento post-fluencia} = \left[\frac{M_c - M_y}{\vartheta_p} \right] / k_o \quad 30$$

$$\text{Ductilidad inicial (DUCT1)} = \frac{\theta_y + \theta_p}{\theta_y} \quad 31$$

$$\text{Ductilidad final (DUCT2)} = \frac{\theta_y + \theta_p + [\theta_{pc}(M_c - M_r) / M_c]}{\theta_y} \quad 32$$

$$\text{Ductilidad máxima 1\% (DUCT3)} = \frac{\theta_y + \theta_p + \theta_{pc}}{\theta_y} \quad 33$$

En donde M_y es el momento de fluencia efectivo, M_c es el momento curvatura, M_r es el momento con el factor de reducción de la resistencia de fluencia efectiva. En la Tabla 4.5 se muestran los valores obtenidos de θ_p y θ_{pc} para las secciones que componen la estructura de estudio. Finalmente, para el caso del Ruaumoko esta relación se introduce con base de la Figura 4.9.

Tabla 4.5. Valores de θ_p y θ_{pc} para las diferentes secciones la estructura.

Sección	Perfil	θ_p	θ_{pc}
Columna(4.5 m)	W16 X 89	0.053	0.224
Columna(3.5 m)	W16 X 89	0.224	0.224
Vigas(6 m)	W14 X 68	0.063	0.204
Vigas(4 m)	W14 X 68	0.055	0.204

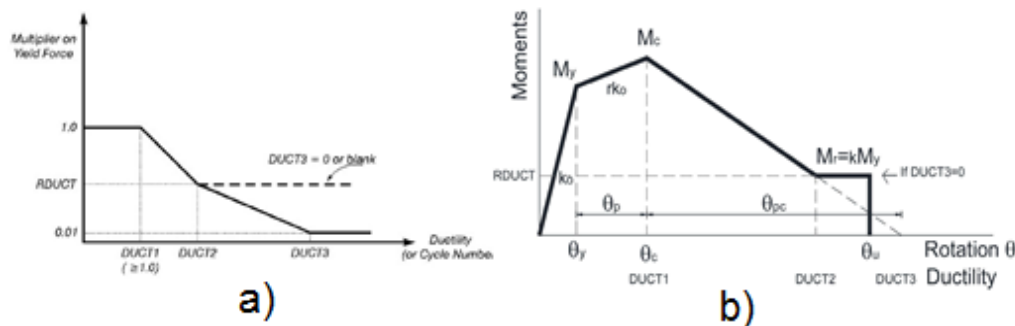


Figura 4.9. (a) Ley de histéresis bilineal con endurecimiento; (b) modelo de degradación de la regla de histéresis con base de la ductilidad usado por Ruaumoko 3D; (c) Modelo de fuerza-deformación utilizado con base en el modelo IMK modificado.

4.5 VARIACIÓN PROBABILISTA

Para este estudio la probabilidad entra en juego tomando en cuenta que, cuando una edificación de acero es construida, muchas veces las piezas que van armando la estructura no son creadas en el mismo lugar ni en las mismas condiciones, incluso a veces la resistencia del acero no es exactamente la misma para todas las secciones. Tomando esta idea es muy probable que la edificación al ser terminada no tenga la misma resistencia, ductilidad o fluencia en todos sus elementos o secciones. Son entonces estos mismos parámetros los que se variaran de manera aleatoria con la combinación de 2 metodologías (El modelo IMK modificado y Monte Carlo).

4.5.1 Metodología de Monte Carlo

Monte Carlo es una metodología numérica que permite resolver problemas matemáticos mediante la simulación de variables aleatorias. Este método estadístico-numérico consiste en aproximar ecuaciones matemáticas complejas, mediante un proceso de secuencia de estados determinados al azar (Quevedo y Martínez, 2011).

Para hacer funcionar esta metodología se tienen que identificar y definir aquellas variables que al ser variadas aleatoriamente determinen el comportamiento de nuestro modelo o sistema, a partir de estas variables con ayuda de un programa computacional como lo es MatLab (2014), se generan “n” muestras aleatorias. En la Figura 4.10 se puede observar la simulación estocástica de problemas por el método de Monte Carlo.

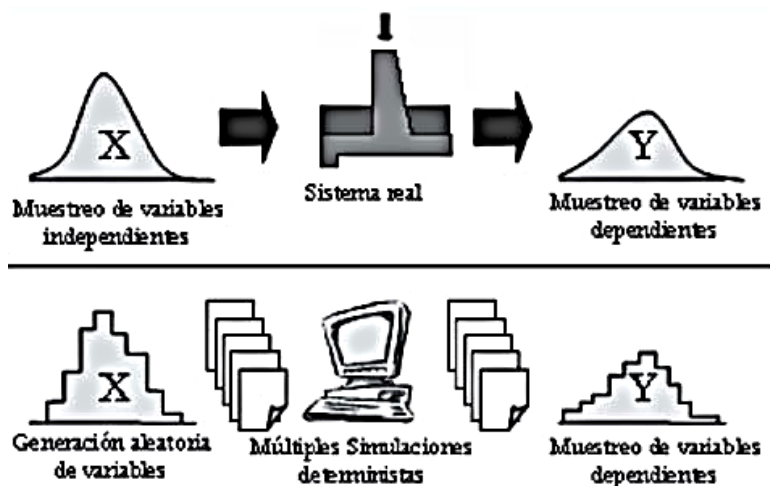


Figura 4.10. Simulación estocástica de problemas por el método Monte Carlo (Quevedo y Martínez, 2011)

Para el muestreo con Monte Carlo es necesario obtener los valores medios de las variables a muestrear, que en este caso serán las ductilidades y las fuerzas de fluencia de las vigas y columnas; para llevar a cabo esto se tomarán las siguientes consideraciones: 1) El módulo plástico (Z), no se considerará variable debido a que sus variaciones son muy pequeñas y no existe un gran impacto en los resultados finales del estudio (Bermúdez, 2010); 2) La fuerza de fluencia (f_y) es tomada como una variante aleatoria que tienen un comportamiento de una función de distribución de probabilidades normal; 3) El módulo de elasticidad (E) va a ser dependiente del f_y ; y 4) Los valores de θ_p y θ_{pc} que nos ayudan a definir los valores de ductilidad de los elementos serán consideradas como variables aleatorias con un comportamiento de una función de probabilidades lognormal. Para las simulaciones Monte Carlo, tanto la distribución normal de f_y como la distribución lognormal de θ_p y θ_{pc} fueron truncadas en ambos extremos (Ver Figura 4.11), determinando los límites inferior y superior por el valor medio ± 2 veces su desviación estándar ($\mu \pm 2\sigma$). El propósito de este truncamiento es evitar una subestimación o sobreestimación de las capacidades de los elementos, es decir evitar obtener muestras sin significado físico. (Díaz et al. 2015). En la Tabla 4.6 se muestran los parámetros de las propiedades de resistencia y ductilidad de los elementos utilizados en las simulaciones de Monte Carlo.

Tabla 4.6. Parámetros considerados a variar aleatoriamente.

TIPO	VARIABLE	MEDIA (M)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR (Σ)	FUNCIÓN	LÍMITE SUPERIOR	LÍMITE INFERIOR
Resistencia	f_y	375.76 Mpa*	26.68 (COV=0.071*)	Distribución normal	429.14 Mpa	322.4 Mpa
Ductilidad	θ_p	$\theta_{p \text{ Ec. 2}}$	$\sigma_{in}=0.32$	Distribución Lognormal	$\theta_{p \text{ Ec. 2}} + 2 \sigma_{in}$	$\theta_{p \text{ Ec. 2}} - 2 \sigma_{in}$
Ductilidad	θ_{pc}	$\theta_{pc \text{ Ec. 3}}$	$\sigma_{in}=0.25$	Distribución Lognormal	$\theta_{pc \text{ Ec. 3}} + 2 \sigma_{in}$	$\theta_{pc \text{ Ec. 3}} - 2 \sigma_{in}$

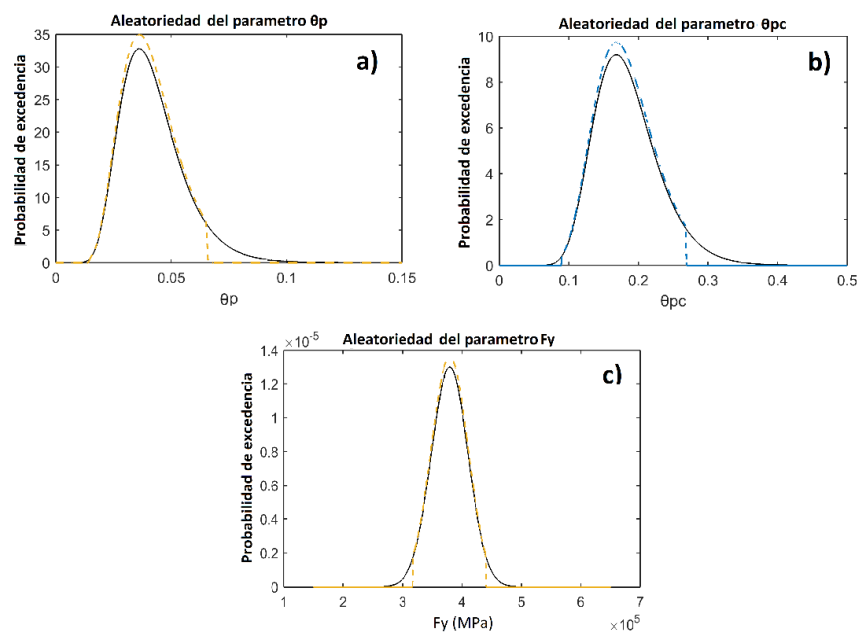


Figura 4.11. Simulaciones Monte Carlo para las propiedades a) θ_p , b) θ_{pc} y c) F_y de los elementos estructurales.

Otro factor importante a considerar son las correlaciones intra-elementos e inter-elementos. La correlación intra-elemento se definen a partir la relación que hay entre las ecuaciones 28 y 29. La relación considerada en este estudio se muestra en la Tabla 4.7

Tabla 4.7 Coeficientes de correlación intra-elemento

	f_y	θ_p	θ_{pc}
f_y	1	0	0
θ_p	0	1	0.69
θ_{pc}	0	0.69	1

En el caso de las correlaciones inter-elemento se utiliza el valor de 0.65 para la fuerza de fluencia propuestos por Idota et al. (2009) y Kazantzi et al. (2014), para elementos que sean considerados del mismo tipo de sección estructural. Para elementos que pertenezcan a otro tipo de sección estructural la correlación será nula. En la Figura 4.12 se puede apreciar la simulación Monte Carlo de la variable f_y para dos vigas de un mismo tipo de sección y de una viga con una columna que tienen diferentes tipos de secciones.

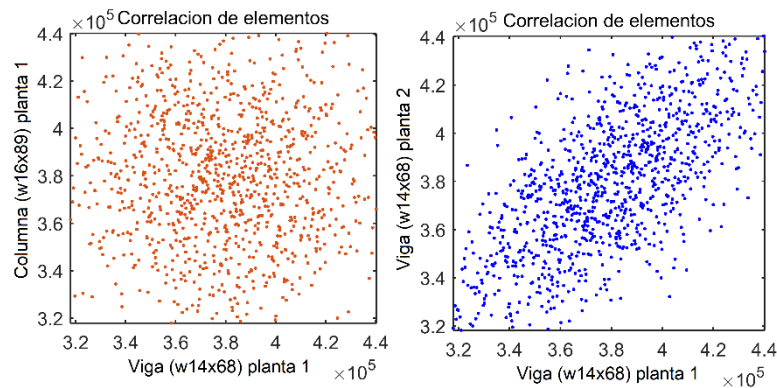


Figura 4.12. Simulaciones Monte Carlo para las correlaciones entre los elementos estructurales.

Utilizando los anteriores parámetros de variación se han generado 100 de muestras diferentes para cada uno de los 260 elementos que conforman la estructura, en la Figura 4.13 se puede apreciar el diagrama momento flector obtenido para las nuevas secciones creadas a partir del modelo Monte Carlo, las cuales son comparadas con la sección determinista.

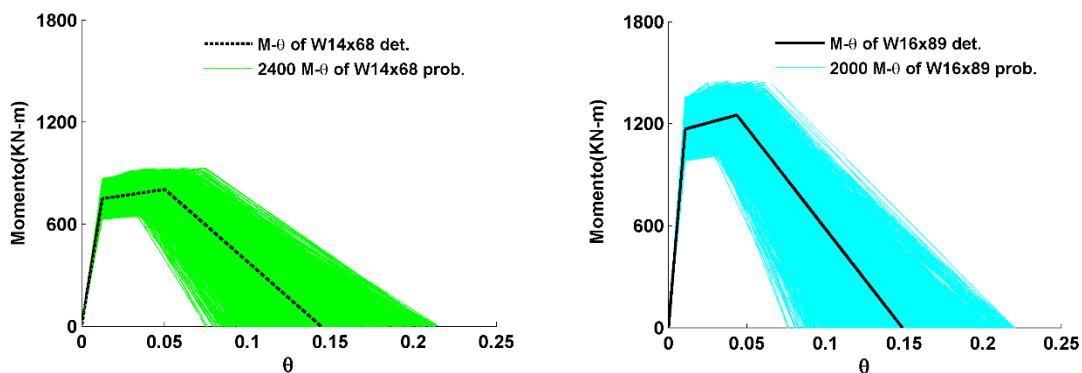


Figura 4.13. Diagrama Momento flector para las secciones de la estructura.

4.6 ANÁLISIS ESTÁTICO CON PUSHOVER ADAPTATIVO

El análisis estático no lineal o “Pushover” en inglés, es una metodología muy utilizada para evaluar la capacidad de una estructura. El método no sólo es sencillo de utilizar, sino también sigue una idea muy simple de aplicación. La idea consiste en la aplicación de cargas laterales sobre la dirección de la estructura que se desea analizar, dichas cargas van incrementando proporcionalmente con la altura de cada planta, cabe mencionar que existen varios criterios para la aplicación de estas mismas, contemplar el primer modo de vibración es una opción. De cualquier manera, el método es iterativo y las cargas aplicadas van incrementando gradualmente hasta eventualmente llevar a la estructura al colapso o falla.

Para este tipo de análisis se supervisan 2 factores que nos otorgaran el comportamiento de la estructura, primero el cortante basal (V), que está relacionado con las cargas aplicadas, segundo, el desplazamiento (δ) de la cubierta de la estructura, que nos dará la capacidad máxima de la estructura. Como resultado de este análisis se obtiene la curva de capacidad de la estructura.

Como se comentó anteriormente, una variable importante en el análisis estático “Pushover”, es la elección del tipo del patrón de carga con el que este será ejecutado, de la cual depende la respuesta final; las principales opciones son las siguientes: (Figura 4.14)

1. Carga NZS 4203, que básicamente contempla un incremento de carga proporcional a la altura de cada planta o bien en función de la forma modal del modo fundamental de la estructura.
2. Uniforme, que contempla el mismo incremento de carga en todos los niveles.
3. Parabólica hacia afuera, que es básicamente una fusión entre los primeros 2 antes mencionados.
4. Parabólica hacia dentro.

En la investigación realizada por Vargas (2013), se muestran las diferentes respuestas que se pueden obtener y recomienda el uso del patrón del modo fundamental de la estructura. Y por tal será el considerado en este estudio.

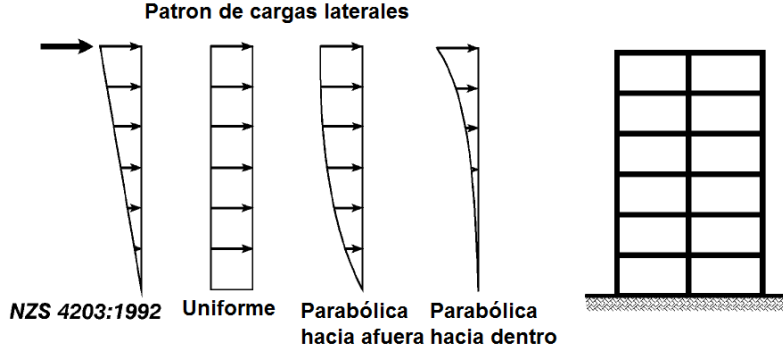


Figura 4.14 Patrones de carga dentro de Ruaumoko.

El análisis estático adaptativo (AEA) a diferencia del análisis estático normal, considera que los patrones de carga aplicados varían después del primer paso en función del primer modo de vibración de la estructura, esto es importante debido a que en los AENL normales, la carga aplicada es la misma, y es difícil estimar el patrón de carga a usar para obtener la respuesta de la estructura sin llevarla al colapso de manera precoz.

Ruaumoko nos permite utilizar este tipo de análisis y considera los incrementos de carga conforme la siguiente ecuación.

$$[K_T]\{\psi\} = \{g\} \quad 34$$

En donde $\{\psi\}$ es el desplazamiento obtenido del incremento de carga anterior $\{g\}$ y $[K_T]$ es la matriz de rigidez tangente.

La ecuación anterior viene dada por la ecuación de vibración libre.

$$-\omega^2[M]\{\phi\} + [K_T]\{\psi\} = \{0\} \quad 35$$

En donde ω es la frecuencia natural tangente, M la matriz de masa, $\{\phi\}$ es el vector de modo de vibración libre, y K la matriz de rigidez.

Del desarrollo de la ecuación anterior se obtiene finalmente la siguiente ecuación:

$$[K_T]\{\psi\} = \omega^2[M]\{\psi\} = \{g\} \quad 36$$

Por lo que, de las ecuaciones anteriores se tiene un nuevo incremento de carga en función de la masa, de la frecuencia equivalente y del modo de vibración de la estructura.

Para obtener una respuesta adecuada de la estructura Ruaumoko detiene el análisis cuando se cumpla alguna de las siguientes condiciones:

- La matriz de rigidez es singular.
- Que en el primer paso ω^2 es menor a $10^{-06}\omega^2$.
- Cuando se llega a un desplazamiento máximo determinado.
- Cuando la interacción Newton Raphson no contiene el número máximo de ciclos especificados.

Debido a que se ha comprobado en estudios anteriores que esta metodología entrega una mejor respuesta de la estructura, será este mismo el que se utilice en nuestros análisis.

Para la evaluación del daño y riesgo sísmico en una estructura el método del espectro de capacidad (CSM) (S.A. Freeman, 1998) ha mostrado ser una herramienta fundamental. Este método se basa en procedimientos simplificados del ATC-40 y el FEMA356, y permite caracterizar la interacción entre la demanda sísmica y la respuesta del edificio. La demanda sísmica queda definida por su espectro de respuesta 5% amortiguado y el comportamiento del edificio por su curva de capacidad obtenida mediante el Análisis Estático Adaptativo (AEA). Cuando la respuesta de la estructura está dominada por su modo fundamental de vibración, la curva de capacidad se puede expresar en el formato de Aceleración Espectral - Desplazamiento Espectral ($S_a - S_d$). Estos valores espectrales definen el llamado Espectros de Capacidad. La intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda, proporciona una estimación de la demanda en aceleración y desplazamiento inelástico (Fajfar, 1999). Con el CSM queda definida la vulnerabilidad mediante las curvas de fragilidad, las cuales se utilizan para cuantificar el daño y riesgo esperado.

Estas metodologías se realizan bajo el enfoque determinista y probabilista, con la intención de comparar qué modalidad de estudio arroja mejores resultados.

4.7 ANÁLISIS DETERMINISTA

A continuación se aplicaran una serie de metodologías para el análisis del daño en la estructura, para esto partiremos del AEA para obtener las curvas de capacidad, espectros de capacidad, estados de daño, curvas de fragilidad y punto de desempeño de la estructura, para dicho propósito se utilizara el programa Ruaumoko y rutinas de MatLab (2014).

El modelado de la estructura como se ha comentado anteriormente, se realiza tomando en cuenta las consideraciones mostradas en el capítulo 4.3.

4.7.1 Curvas de capacidad

Después de realizar el AEA se obtienen los parámetros de V y δ que la estructura registro ante el sometimiento de las cargas laterales, al graficar y relacionar estos 2 parámetros se obtiene entonces la curva de capacidad de la estructura para las 2 direcciones, las cuales podemos observar en la Figura 4.15.

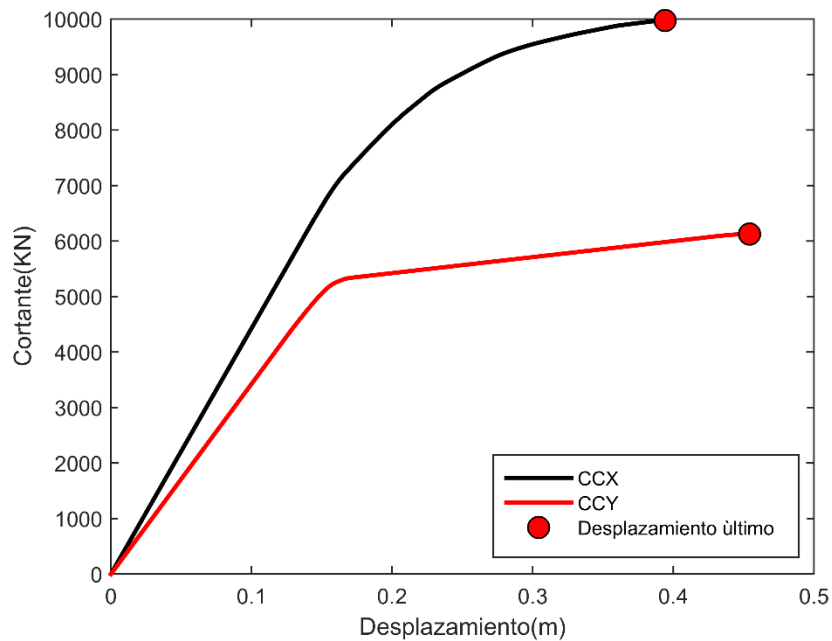


Figura 4.15 Curvas de capacidad para las 2 direcciones de la estructura.

4.7.2 Espectros de capacidad

La transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad, es utilizada para poder encontrar parámetros como el punto de desempeño de la estructura o, las curvas de fragilidad. Para la transformación se ha utilizado la formulación contenida en el ATC-40 (1996), que contempla que cada nivel de la estructura representa una masa, por lo que, para cada modo de vibrar estas masas se moverán de tal manera que, en conjunto, definan el factor de participación modal; para saber cuál es el factor de participación de cada masa dentro de los modos de vibrar, se utiliza la ecuación 37; ahora en el caso del coeficiente de la masa efectiva, corresponde a la cantidad de masa que se mueve en cada modo de vibrar y para estimarla se utiliza la ecuación 38.

$$PF_m = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \Phi_{im}}{g} \right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \Phi_{im}^2}{g} \right)} \quad 37$$

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \Phi_{im}}{g} \right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i}{g} \right) \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \Phi_{im}^2}{g} \right)} \quad 38$$

En donde PF_m es el factor de participación modal, α_m el coeficiente de masa efectiva, Φ_{im} es el componente del modo i de vibración m , y w_i es el peso por nivel de la estructura.

A partir de la obtención del factor de participación modal y la masa efectiva, se tiene lo que cada piso se desplaza en cada modo de vibrar, y cuanta masa se mueve. Por lo que para poder realizar la transformación de desplazamiento y la aceleración de esta masa se utilizan las ecuaciones 39 y 40.

$$S_{dj} = \frac{\delta_j}{PF_1} \quad 39$$

$$S_{aj} = \frac{V_j}{\alpha_1} \quad 40$$

En donde δ_j es el desplazamiento en cubierta, V_j es el cortante basal, S_{dj} es el desplazamiento espectral y finalmente S_{aj} es la aceleración espectral y el sufijo j corresponde a cada incremento de carga realizado en el análisis. El resultado de la transformación de dichas curvas se puede observar en la Figura 4.16.

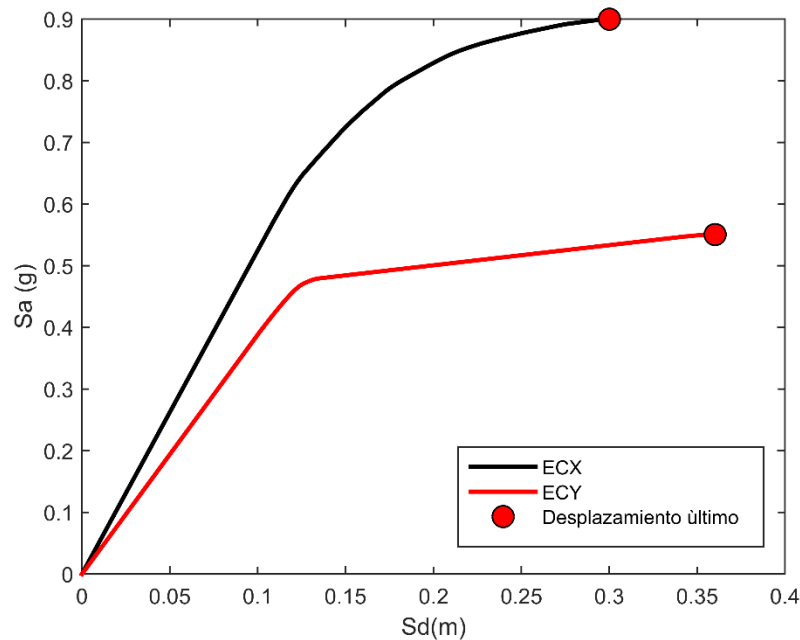


Figura 4.16 Espectros de capacidad de las 2 direcciones del edificio.

4.7.3 Espectros de capacidad bilineal y umbrales de daño

Partiendo del espectro de capacidad, éste se puede simplificar en su forma bilineal para poder calcular los umbrales de daño de la estructura. Las hipótesis para construir el espectro de capacidad bilineal son: 1) El área bajo la curva bilineal debe ser igual al área de la curva original. 2) Las coordenadas del punto de máximo desplazamiento deben coincidir en las 2 curvas. 3) La pendiente del tramo inicial debe ser igual en las 2 curvas. Entonces el espectro bilineal queda completamente definido por los puntos (D_y, A_y) y (D_u, A_u) , que corresponden a la fluencia y al colapso de la estructura respectivamente.

Los umbrales de daño se pueden calcular de manera simplificada utilizando el conjunto de ecuaciones siguientes de la metodología que ofrece el RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).

$$Sd1 = 0.7 * Dy$$

$$Sd2 = Dy$$

$$Sd3 = Dy + 0.25 * (Du - Dy)$$

$$Sd4 = Du$$

41

En donde $Sd1$, corresponde a un estado de daño leve, $Sd2$ a un estado moderado, $Sd3$ a un estado extensivo y finalmente $Sd4$, corresponde al estado de daño completo. Las curvas bilineales y estados de daño para las 2 direcciones del edificio se pueden observar en la Figura 4.17.

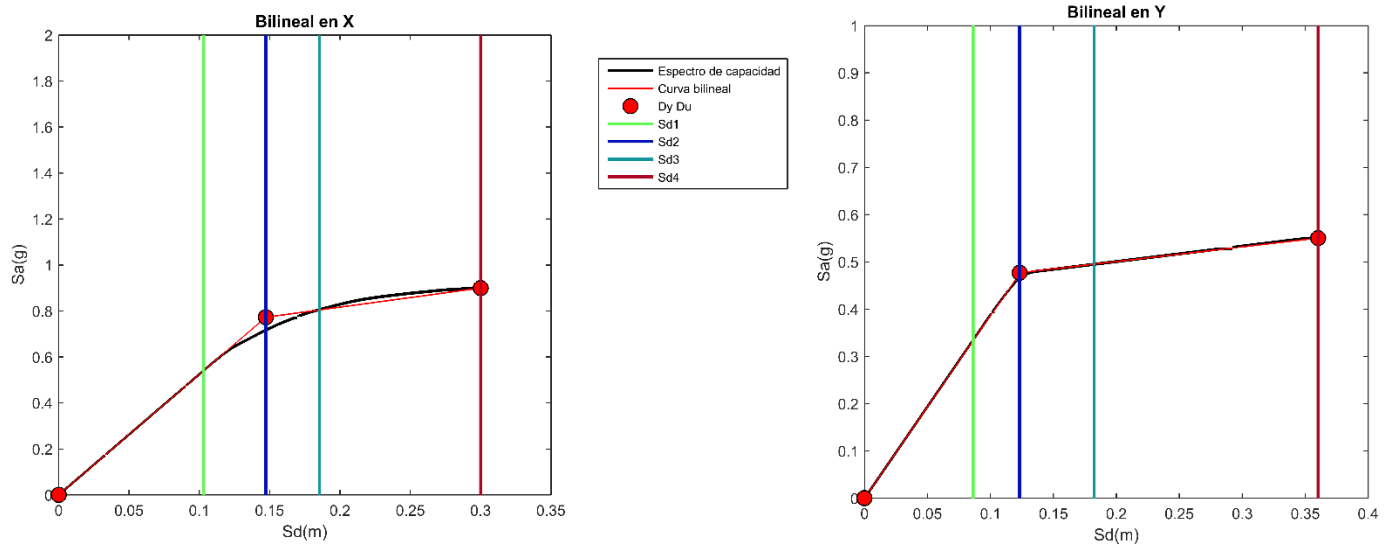


Figura 4.17 Espectros bilineales y estados de daño para las 2 direcciones de la estructura.

4.7.4 Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad se encuentran en función del parámetro que defina la acción sísmica, y representan la probabilidad de que se iguale o supere un estado de daño (Pujades et al., 2004). Las curvas de fragilidad parten en función de la siguiente ecuación.

$$F_{D_k,T}(i) = P[GD \geq D_k | i]$$

42

En donde T indica la tipología estudiada, D_k es el grado de daño de la curva de fragilidad e i es la variable de intensidad sísmica. Las curvas de fragilidad según el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) pueden ser definidas utilizando la ecuación 43, las cuales siguen una distribución binomial.

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right]$$

43

En donde S_d es el desplazamiento espectral, $S_{d,ds}$ es el valor medio del desplazamiento en que se alcanza un umbral de daño ds , β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño ds y Φ es la función de distribución acumulativa normal estándar.

Usando la ecuación 43, se pueden también construir las matrices de probabilidad de daño (ds); en nuestro estudio se ha obligado a que las curvas tengan un umbral del 50%. En la Tabla 4.8 se muestra la matriz de distribución de la probabilidad de los estados de daño.

Tabla 4.8. Distribución de probabilidad de los estados de daño.

$P(ds_1)$	$P(ds_2)$	$P(ds_3)$	$P(ds_4)$
0.50	0.858	0.978	0.999
0.122	0.50	0.837	0.986
0.014	0.163	0.50	0.878
0.001	0.022	0.142	0.50

Tomando en cuenta las probabilidades calculadas, se han obtenido las curvas de fragilidad de la estructura para ambas direcciones, mismas que se muestran en la Figura 4.18.

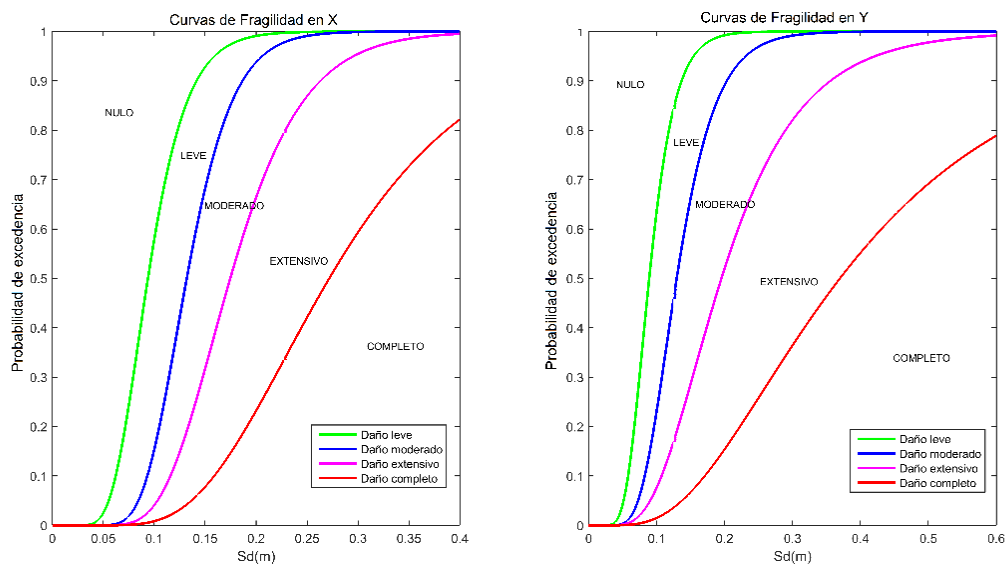


Figura 4.18 Curvas de fragilidad para las 2 direcciones de edificio de estudio.

4.7.5 Punto de desempeño

El punto de capacidad por demanda es una manera de representar la respuesta de una estructura ante la demanda sísmica de la zona de estudio, para esto el punto de demanda depende de 2 elementos para su obtención. 1) El espectro de capacidad de la estructura. 2) El espectro de diseño o de respuesta (Espectro de demanda) que sea característico de la zona de estudio.

Uno de los procedimientos más utilizados para la búsqueda del punto de desempeño es el método “A” del ATC-40 (1996). Cuando se busca el punto de desempeño en el rango lineal del espectro de capacidad de la estructura se utiliza la sección de “Aproximación Lineal Equivalente” (ALE), la cual consiste en prolongar una línea recta partiendo de la parte elástica del espectro de capacidad, que representa el modo fundamental del edificio; hasta que esta intercepte con el espectro de demanda, este punto de intercepción se proyecta al espectro de capacidad, siendo este el punto de desempeño de la estructura, es importante mencionar que cuando la demanda está dentro del rango lineal de la estructura, el coste computacional del cálculo es muy bajo, y el punto de desempeño será el mismo que con otras metodologías.

Cuando la demanda cae sobre la parte no lineal del espectro de capacidad se realiza un proceso iterativo en donde el espectro de diseño es reducido en amortiguamiento, hasta que este intercepte con el espectro de capacidad. La metodología ALE, es también utilizada para encontrar el punto de desempeño en la parte no lineal de la estructura, pero se sabe que esta misma sobreestima el desplazamiento del punto de desempeño. Para ilustrar la diferencia entre ambos métodos, se ha obtenido el punto de desempeño para la dirección Y debido a que es la más débil y próxima a la parte no lineal de su espectro de capacidad, suponiendo que la estructura es tipo B, para las cuales la NTC-D.F. (2004), considera un incremento del espectro de diseño de 1.5. En la Figura 4.19 podemos observar como el punto de desempeño “ALE” obtiene valores más altos de desplazamiento ($S_d=0.17$ m) y aceleración espectral ($S_a=0.49$ g), mientras que el punto de desempeño “ATC-40-A” nos da un $S_d=0.13$ m y un $S_a=0.48$ g, esto nos demuestra que la metodología “ALE” puede resultar conservadora. No perder de vista que la diferencia de estas metodologías radica dentro el rango no lineal de la estructura.

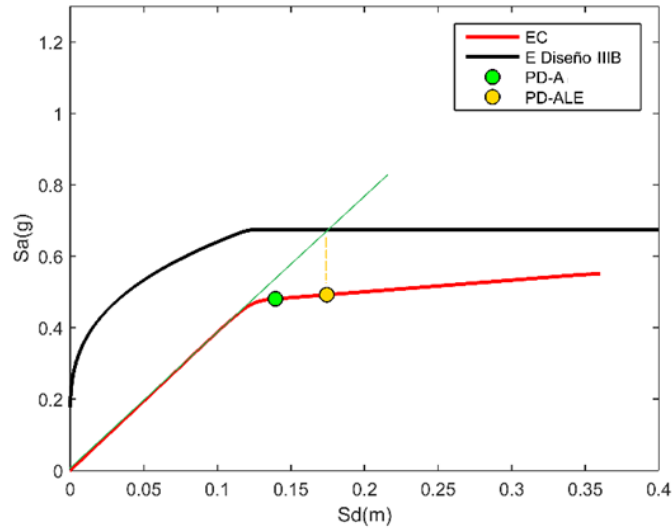


Figura 4.19. Comparación de puntos de desempeño en Y.

Para este estudio se ha utilizado la metodología “A”, ya que se ha demostrado que tiene mayor fiabilidad. El resultado de estos procedimientos, para los dos espectros de capacidad del edificio con los espectros de diseño IIIA y IIIB de las zonas de estudio, se puede observar en la Figura 4.20. Se considera el edificio como una estructura tipo A.

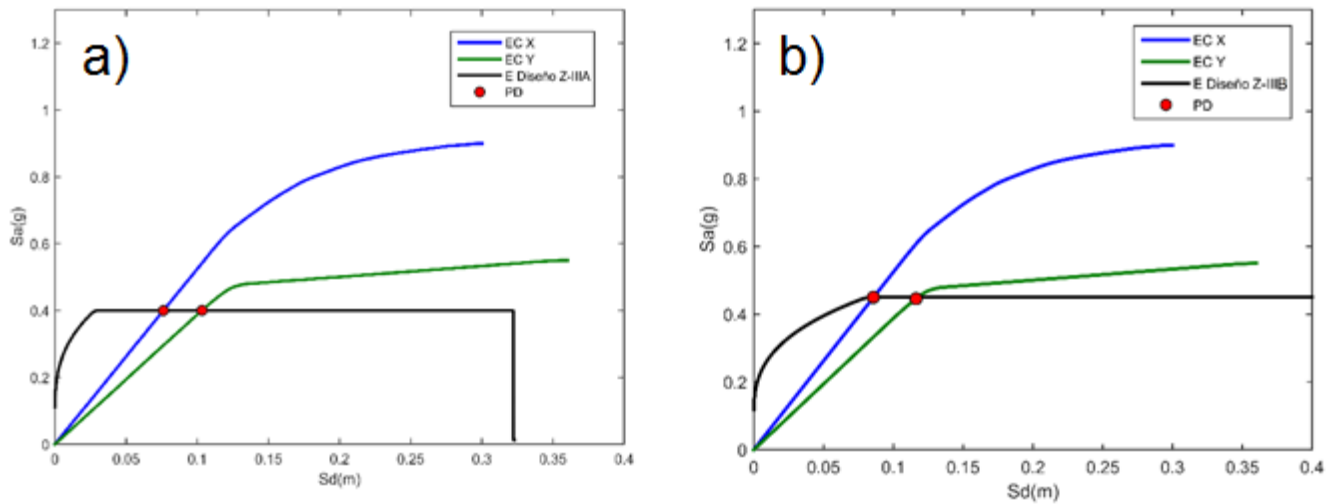


Figura 4.20. Puntos de desempeño en X & Y, utilizando la metodología “A”. a) Espectro IIIA. b) Espectro IIIB.

En la imagen 4.20 se aprecia que, para el lado X de la estructura se tiene un $S_d=0.07$ m y, en Y un $S_d=0.11$ m, lo cual nos dice que el lado transversal de la estructura tiene una mayor resistencia ya que su desempeño está lejos de su rango no lineal, mientras que en la dirección longitudinal, bajo la misma demanda sísmica se está más cerca del rango no lineal.

4.7.6 Índice de daño esperado

Las curvas de fragilidad corresponden como hemos visto, a las probabilidades de excedencia de los diferentes umbrales de daño para la estructura, no obstante estas mismas pueden ser poco claras al momento de compararlas con el desplazamiento de desempeño de la estructura. Para esto se tiene como solución el índice de daño esperado (ID), que es el estado de daño medio normalizado y que representa una medida del daño global esperado (Risk-UE). A partir de las probabilidades de cada estado daño $P(ds_i)$, el ID se obtiene de la ecuación 44.

$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n i P(ds_i) \quad 44$$

En donde n es el número de estados de daños considerados y $P(ds_i)$ es la probabilidad de que ocurra un ds_i . En la tabla 4.9 podemos ver una aproximación de los niveles de daño esperados.

Tabla 4.9. Rango del índice de daño

ID	Rango
Nulo	0 – 0.1
Leve	0.11 – 0.3
Moderado	0.31- 0.50
Severo	0.51 – 0.70
Completo	0.71 – 0.95

Ahora bien, si estos desplazamientos de desempeño obtenidos anteriormente, son interceptados con las curvas ID, obtenemos el daño esperado para la estructura ante la demanda sísmica aplicada. En la Figura 4.21 se puede ver como el lado X tendría daño nulo; mientras que en el lado Y se tendrían daños leves o moderados.

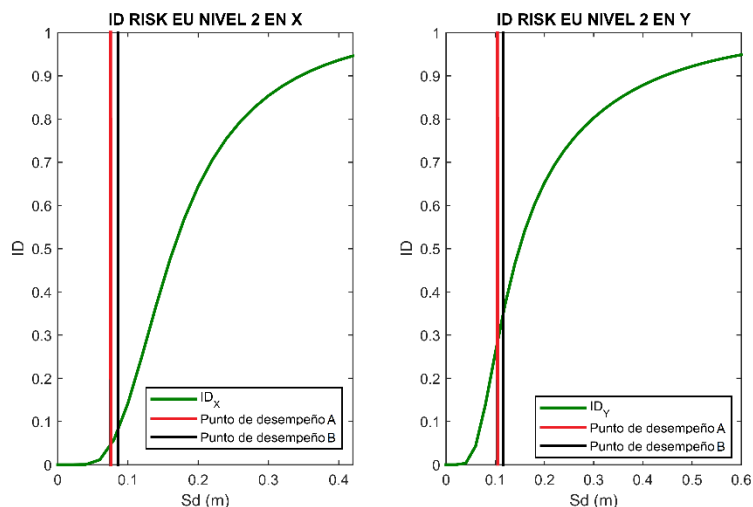


Figura 4.21. Curvas ID para X & Y

4.8 ANÁLISIS PROBABILISTA

Muchas veces los análisis deterministas pueden entregar resultados que sobrevaloran o subestiman la capacidad de los edificios ante las acciones sísmicas, por otra parte, los análisis probabilistas proporcionan un panorama más amplio de la respuesta de la estructura, esto debido a que se contemplan una serie variables aleatorias al momento del cálculo. A continuación, se desarrollan los AENL probabilistas, para esto se han generado 100 modelos estructurales con base de las muestras generadas con el método Monte Carlo. Los resultados serán comparados con el enfoque determinista anteriormente mostrado; para lo cual, la representación de los resultados probabilistas se muestra con base de su mediana y su desviación estándar.

4.8.1 Curvas de capacidad y Espectros de capacidad

En las Figuras 4.22 y 4.23 se muestran las curvas de capacidad y espectro de capacidad probabilistas, se puede observar como la mediana del caso probabilista tienen una correcta aproximación con el caso determinista en el rango lineal, así para el rango no lineal, donde para la curva determinista en X se encuentra muy cerca del límite superior de la desviación estándar; y para la curva determinista en Y se encuentra centrada en la desviación estándar. Al sobreponer de esta manera los resultados, se puede apreciar fácilmente el gran impacto que tiene el hecho de considerar la aleatoriedad de los parámetros en los elementos de la estructura. La comparación de los 2 enfoques en este resultado nos dice que las curvas deterministas podrían resultar conservadoras.

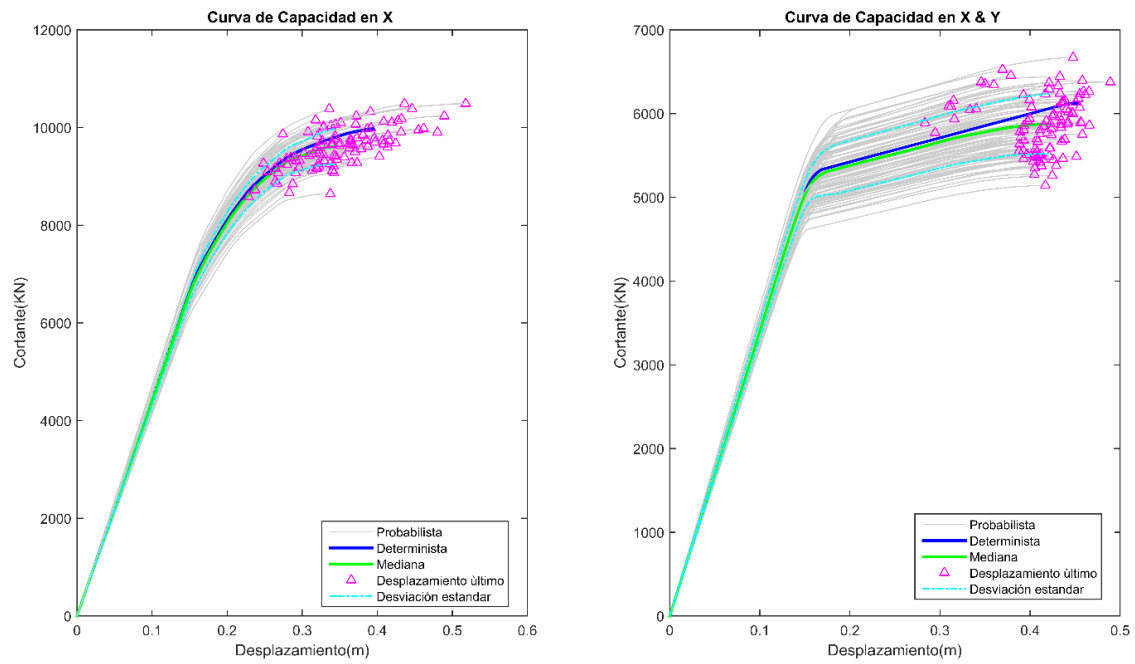


Figura 4.22. Curvas de capacidad en X & Y (Probabilista).

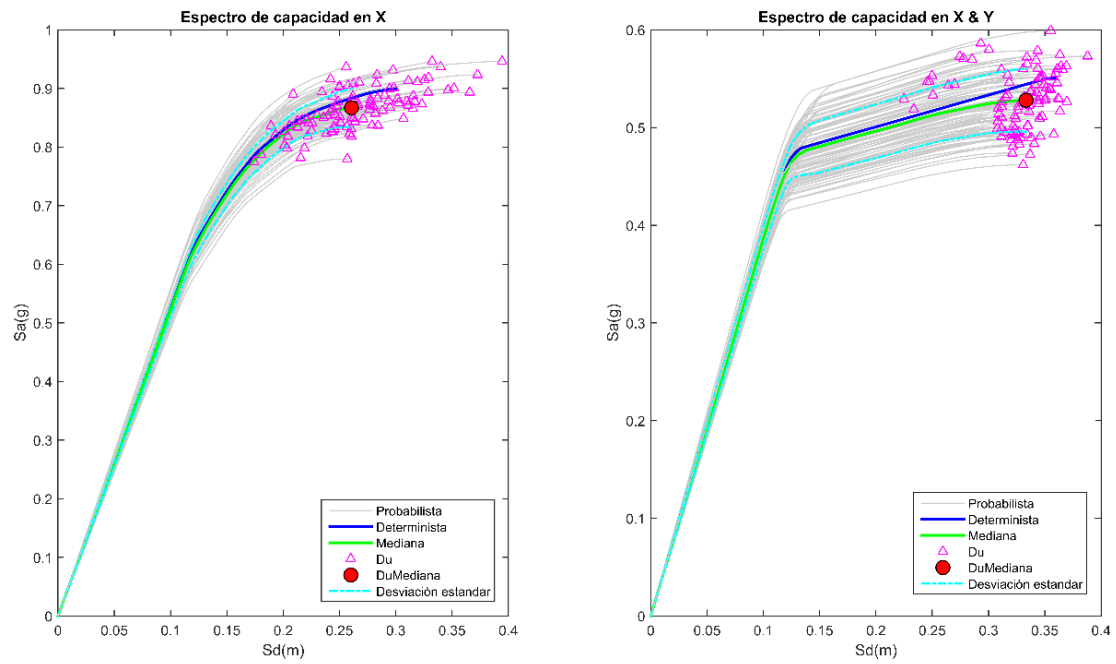


Figura 4.23. Espectros de capacidad en X & Y (Probabilista).

4.8.2 Espectros Bilineales

En el caso de las curvas bilineales mostradas en la Figura 4.24, se observa con mayor claridad lo antes mencionado en las curvas/espectros de capacidad; el punto del desplazamiento último (Du) para el enfoque determinista para las 2 direcciones, puede resultar conservador.

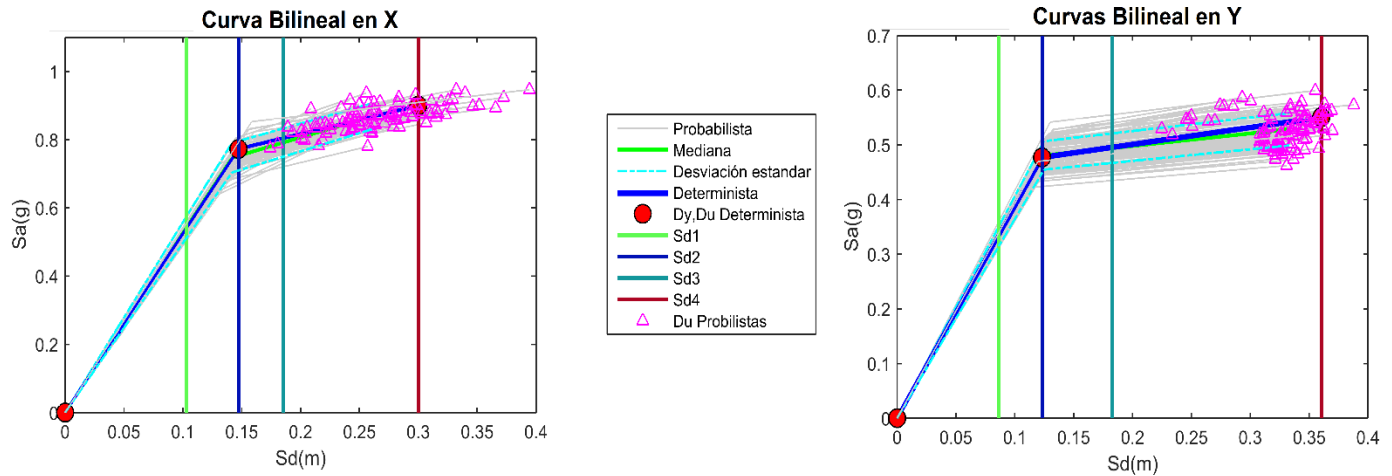


Figura 4.24. Espectros bilineales y umbrales de daño en X & Y (Probabilista).

4.8.3 Curvas de fragilidad

En la Figura 4.25 se muestran las curvas de fragilidad, primero se puede observar cómo las curvas de los estados de daño extensivo y completo tienen una mayor dispersión, lo cual está dado por la diferencia que hay en el punto Du de los análisis probabilistas. Lo cual no ocurre en los estados de daño leve y moderado porque estos dependen directamente de la dispersión del valor del Dy, la cual es pequeña. Comparando el caso determinista con las medianas probabilista del lado X & Y, se observa como todas representan curvas de fragilidad de menor daño para un mismo desplazamiento espectral. Esto resulta ser más marcado en los estados de daño extensivo y colapso. Lo cual nos da una idea de la importancia de los análisis probabilistas, ya que el abordar estos temas con solo un simple caso determinista puede no representar la mejor opción; por esto mismo un análisis determinista debe ser abordado con cuidado.

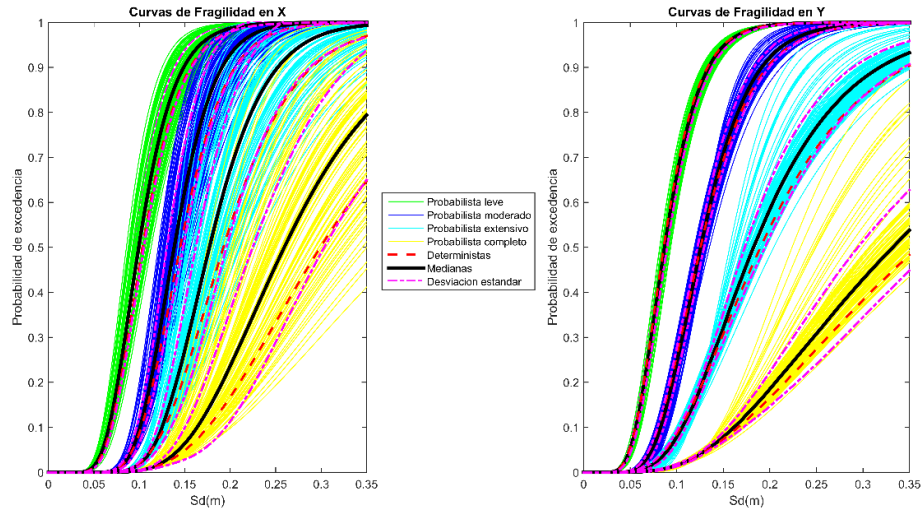


Figura 4.25. Curvas de fragilidad de la estructura en X & Y (Probabilista).

4.8.4 Puntos de desempeño

En la Figura 4.63 se muestran los puntos de desempeño probabilistas y determinista obtenidos para los espectros de diseño IIIA y IIIB. Se puede notar que para la dirección X, prácticamente en cualquier enfoque el daño sería nulo, pues el edificio estaría en su rango lineal; mientras que para la dirección Y, sí tiene una mayor importancia, pues los puntos de desempeño se encuentran cercanos a la parte no lineal de la estructura. No perder de vista que en cualquier caso para la dirección Y se tendría un daño leve y la estructura estaría en su rango elástico.

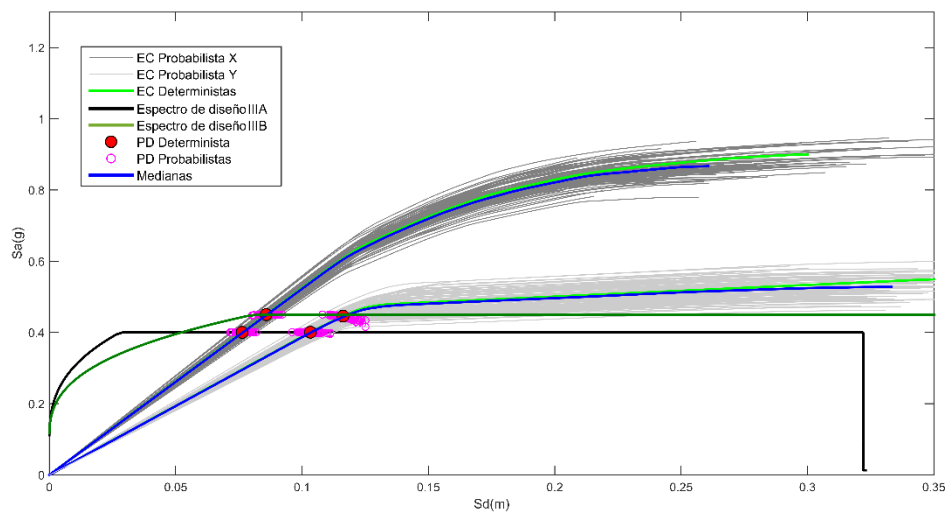


Figura 4.26. Puntos de desempeño en X & Y (Probabilista)

4.8.5 Índice de daño esperado

En la figura 4.27 y 4.28 se muestran las curvas de daño medio deterministas y probabilistas para las 2 caras del edificio. Se puede observar que para el caso del lado X, los puntos de desempeño determinista y la media de los probabilistas, entregan un ID aproximado de 0.05, lo que significa daño nulo. Mientras que para el lado Y, se tiene un ID aproximado de 0.32, que significa un estado de daño leve-moderado.

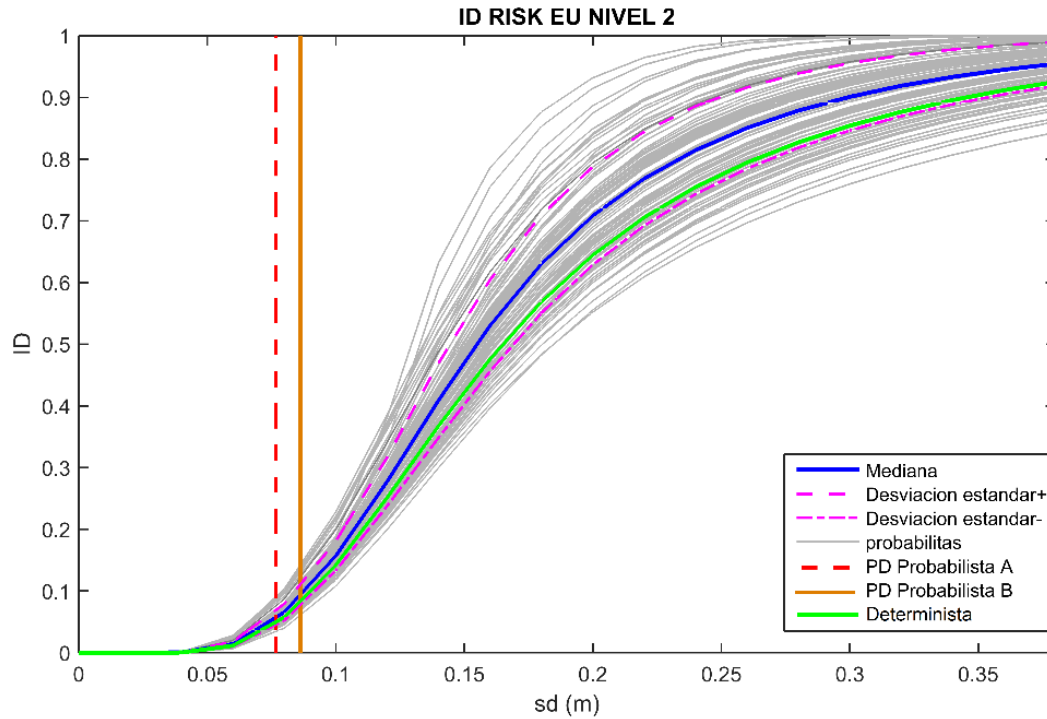


Figura 4.27. Índice de daño medio en X VS punto de desempeño.

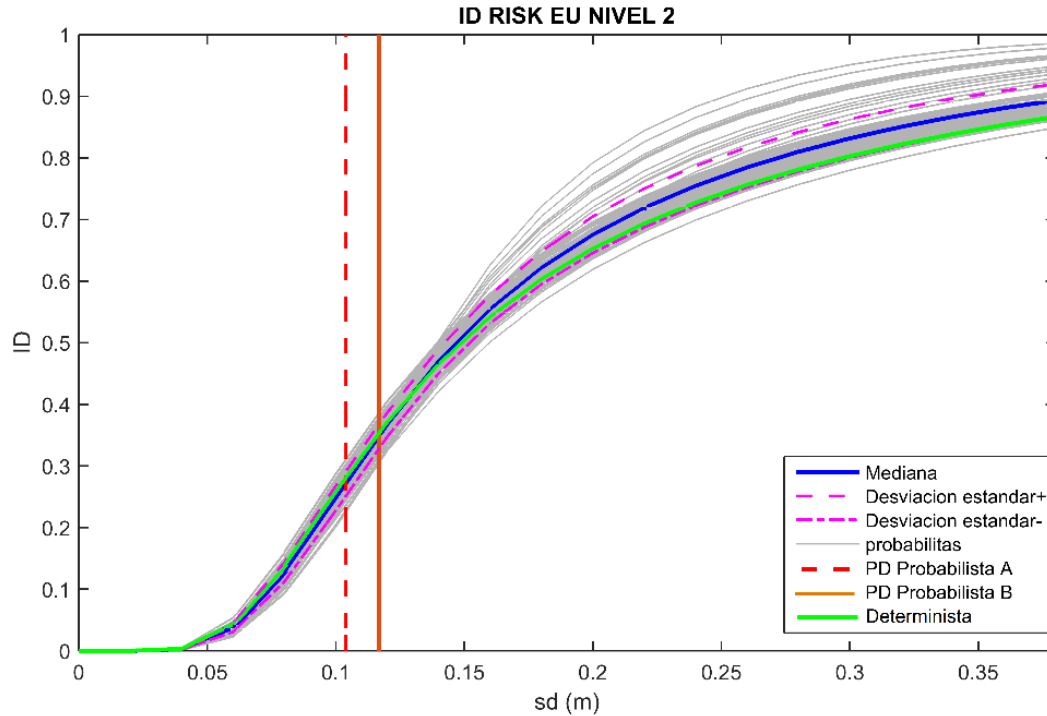


Figura 4.28. Índice de daño medio en Y VS punto de desempeño.

4.9 ANÁLISIS DE DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO

Estudios recientes han realizado los análisis de la direccionalidad en el daño a partir de Análisis Dinámico No Lineales (ADNL). Los ADNL pese a ser una herramienta más precisa para el análisis de las estructuras, tienen el inconveniente de que requieren un gran coste computacional, es por eso que en este trabajo se propone estudiar la direccionalidad en el daño a partir de la metodología propuesta en la Figura 4.29. Cabe mencionar que esta metodología está basada en el CSM anteriormente utilizado, buscando de esta manera una alternativa más simple y rápida de desarrollar el análisis de la direccionalidad en el daño.

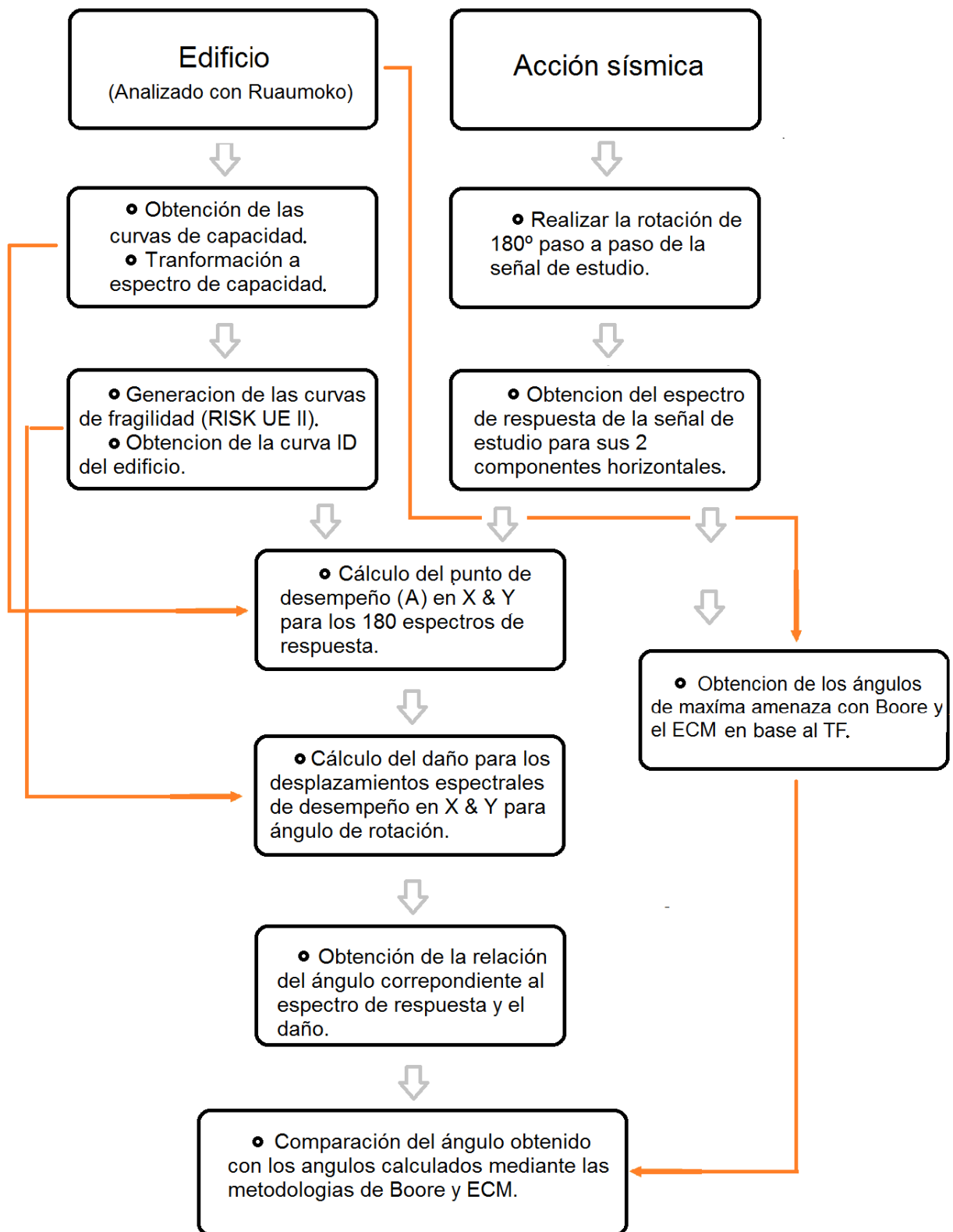


Figura 4.29. Diagrama de flujo de la metodología para el análisis de la direccionalidad.

Siguiendo la metodología antes propuesta y partiendo de la acción sísmica y la respuesta del edificio, se pueden realizar los cálculos de los puntos de desempeño de la estructura para los espectros de cada sismo rotados a 180°. En la Figura 4.30 se muestran los puntos de desempeño obtenidos para las medias de los espectros de capacidad probabilistas de las 2 direcciones principales del edificio y los 180 espectros rotados de respuesta correspondientes al registro Acc9 (TH35).

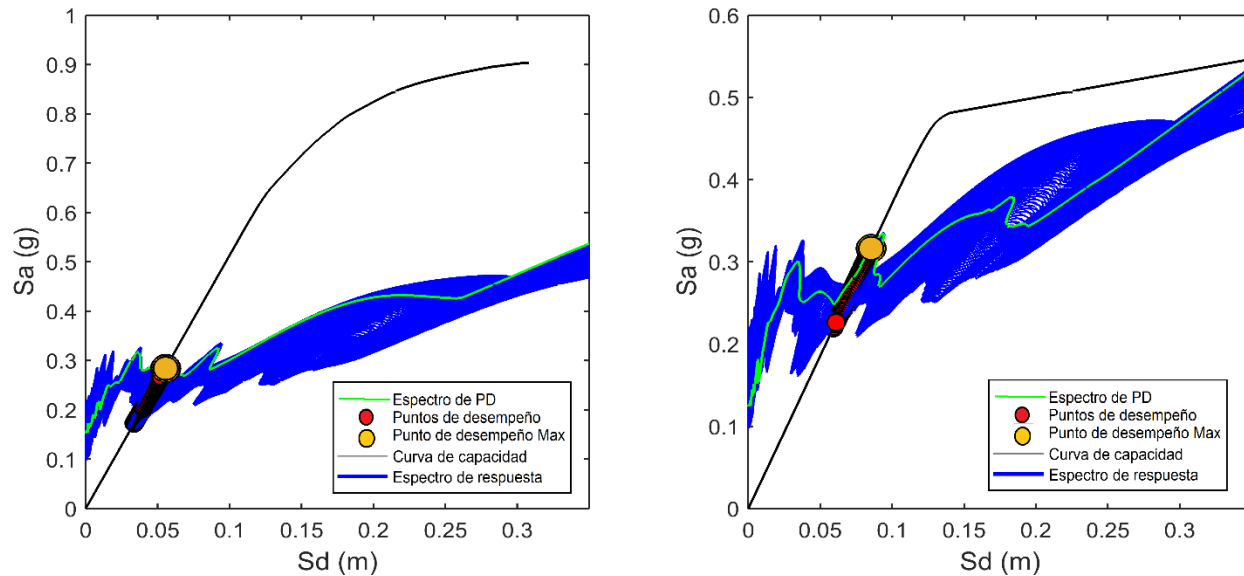


Figura 4.30. Puntos de desempeño en X & Y para el Acc9 (TH35).

En la Figura 4.30 se puede observar marcado con una línea verde el espectro que genera el mayor desplazamiento de la estructura, y con un círculo amarillo, el punto de desempeño correspondiente a dicho espectro. A partir de los puntos de desempeño encontrados, en la Figura 4.31 se muestra la relación ángulo-desplazamiento. En esta imagen, marcados con una línea verde (20° en X) y amarilla (88° en Y) se muestran los ángulos de máxima amenaza encontrados con el ECM en el análisis de la direccionalidad de la amenaza para la señal Acc9 (TH35); estos ángulos muestran una gran compatibilidad con los máximos desplazamientos encontrados a partir de la obtención de los puntos de desempeño.

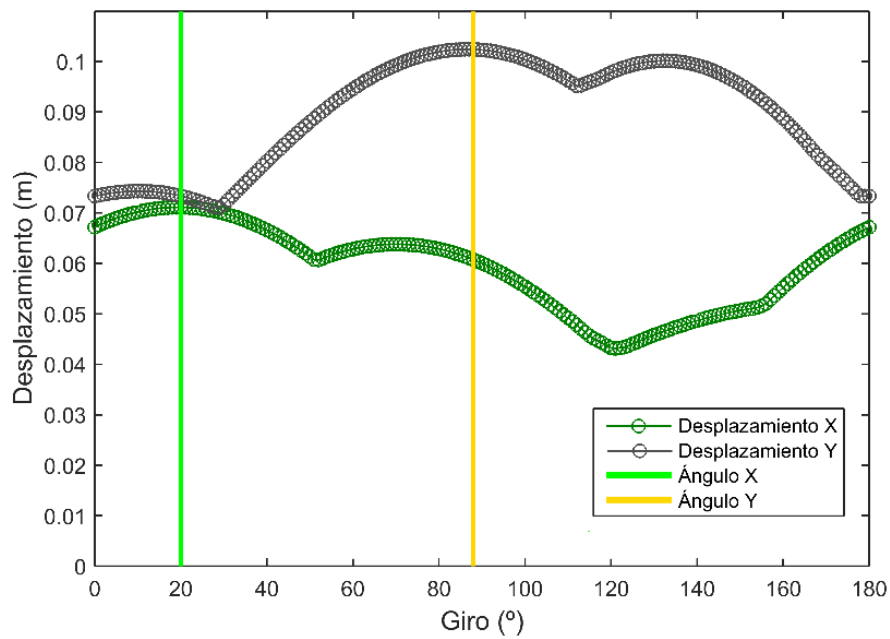


Figura 4.31. Ángulo de máximo desplazamiento

Para encontrar la relación ángulo-daño, se utilizan las medianas de las curvas del índice de daño medio probabilistas de las 2 direcciones principales del edificio. De tal manera que, con los desplazamientos dados por cada punto de desempeño, encontremos un índice de daño, este proceso se muestra en la Figura 4.32 (PRO= Probabilistas, EMD= Espectro de Máximo Daño).

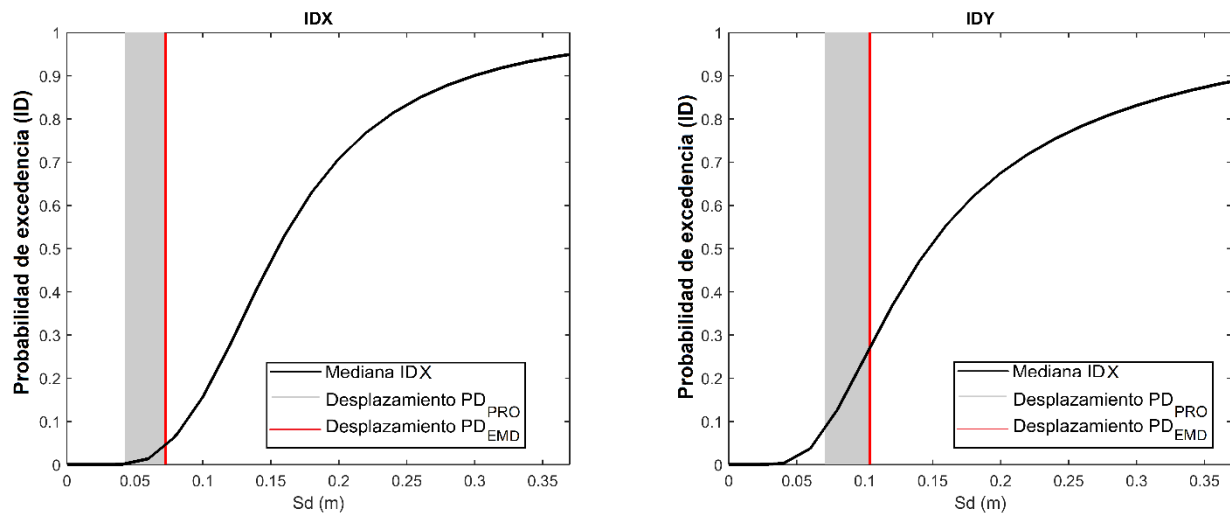


Figura 4.32. Índice de daño contra los desplazamientos de los puntos de desempeño

A partir de los índices de daño encontrados para cada punto de desempeño se puede encontrar entonces la relación ángulo-daño, la cual se muestra en la Figura 4.33. En esta figura se puede observar una vez más, como los máximos daños tienen una gran compatibilidad con los ángulos de máxima amenaza hallados en el análisis de direccionalidad en la amenaza por Boore y el ECM.

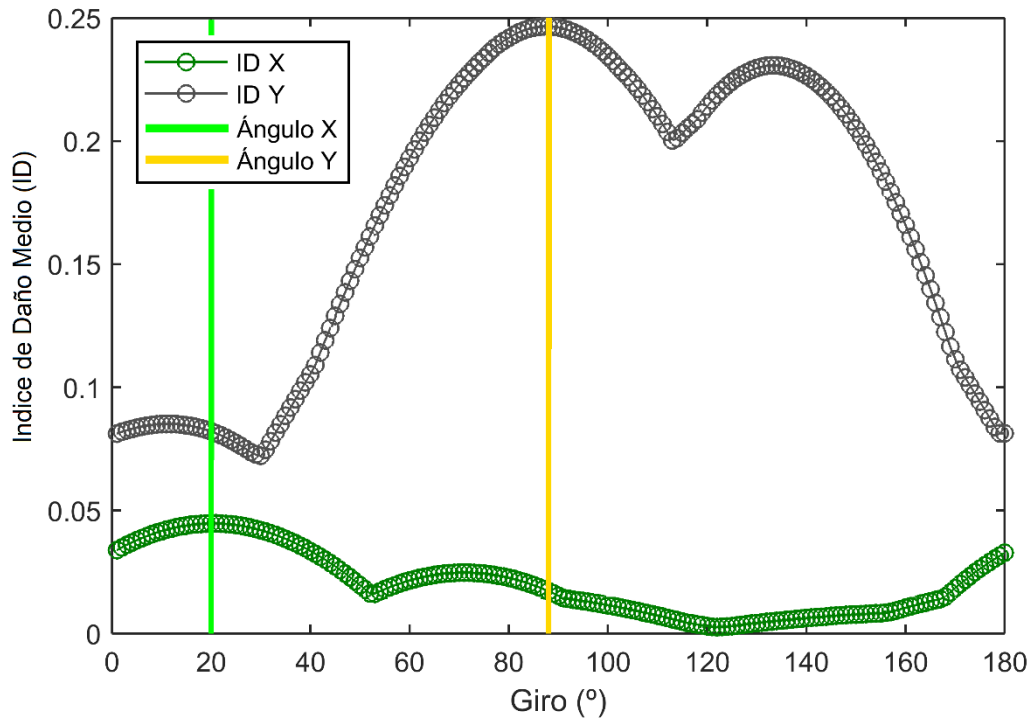


Figura 4.34. Ángulo de máximo daño para el Acc9 (TH35).

Como hemos visto en los anteriores resultados el ángulo de máxima amenaza (AMA) encontrado mediante el Boore y el ECM, parece tener una gran concordancia con el ángulo encontrado mediante el análisis del daño en la estructura. Para comprobar esto, en la Figura 4.34 se muestran las curvas de capacidad de ambas direcciones de la estructura contra los 180 espectros rotados del Acc9 (TH35), en donde, marcado con una línea roja, se muestra el espectro que genera el mayor daño y en azul el espectro penalizado por el ECM. Para ambos lados (X&Y), se puede apreciar que los espectros encontrados son muy similares a los encontrados en la amenaza por el ECM y Boore (AmenazaX =21°– DañoX =20°; AmenazaY =89°– DañoY =88°).

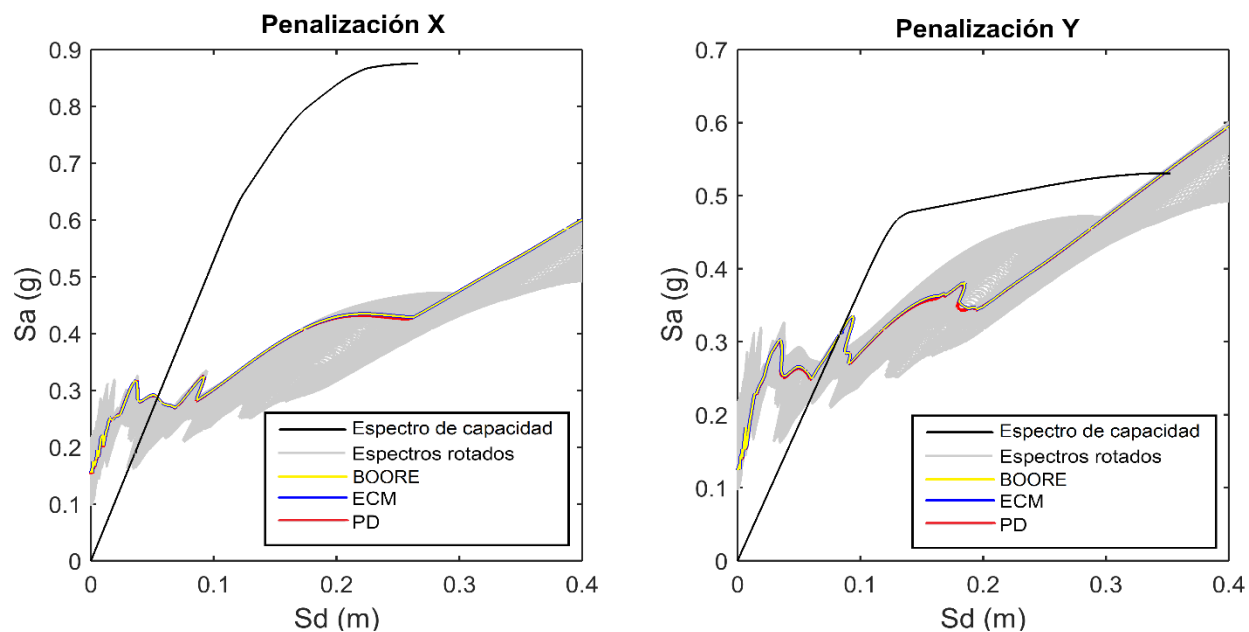


Figura 4.34. Espectros penalizados para el Acc9 (TH35).

Este mismo procedimiento fue realizado a cada una de las 8 señales de este estudio; en la tabla 4.10 se muestran los resultados de los AMA encontrados. En donde se puede ver como la mayoría de estos coinciden, o tienen una diferencia muy pequeña con los ángulos de máximo daño.

Tabla 4.10. Correlación de ángulos.

REGISTRO	ZONA	CLAVE DE REGISTRO	ÁNGULOS DE MÁXIMO		ÁNGULOS		ÁNGULOS	
			DAÑO		ECM (°) en X & Y		BOORE (°)	
			EN X & Y (°)					
5	III A	HJ72	135	8	137	8	137	8
6		AL01	18	98	12	97	12	97
7		TL55	147	131	154	131	153	130
8		MJSE	130	93	128	95	127	97
9	III B	TH35	20	88	21	89	21	89
10		AE02	156	73	161	55	162	56
11		PCSE	92	163	93	99	96	98
12		DM12	43	52	52	93	52	153

Como se ha comentado, en estudios recientes de la direccionalidad en el daño (Vargas, 2013 y Fernández, 2015), se utilizaron Análisis Dinámicos No Lineales (ADNL), ya que permiten trabajar con las señales originales, y con ayuda de herramientas como el Índice de Park y Ang, estimar el daño. Por eso mismo es importante comparar los resultados de la metodología propuesta con resultados de la metodología del ADNL; importante mencionar que el daño en las 2 metodologías es calculado con herramientas distintas, que no son compatibles, por eso mismo la comparación se realizara a partir del desplazamiento máximo, entendiendo que este mismo será el que genere el máximo daño en la estructura.

Para este ejemplo se utiliza el registro sísmico Acc9 (TH35), sometiendo a la estructura a las demandas que genera rotar el sismo a 180°, a un paso de 1°, contemplando el mismo factor de escala de 0.02 PGA que se ha utilizado en el análisis estático.

Para poder realizar las rotaciones, Ruaumoko utiliza la señal original y rota las 2 componentes horizontales al ángulo de interés mediante una matriz de transformación geométrica, dicha matriz de transformación se define en la ecuación 45. Esta matriz corresponde a las formulas planteadas por Boore et al. (2006) para el efecto de la direccionalidad desde el punto de vista de la amenaza sísmica.

$$\begin{Bmatrix} acc_{x'} \\ acc_{y'} \\ acc_{z'} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 & x_2 & x_3 \\ y_1 & y_2 & y_3 \\ z_1 & z_2 & z_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} acc_x \\ acc_y \\ acc_z \end{Bmatrix} \quad 45$$

Donde acc_x , acc_y y acc_z son los acelerogramas originales, $acc_{x'}$, $acc_{y'}$ y $acc_{z'}$ son los acelerogramas rotados, $[x_1 \ y_1 \ z_1]^T$, $[x_2 \ y_2 \ z_2]^T$ y $[x_3 \ y_3 \ z_3]^T$ son vectores unitarios que indican la dirección de rotación de cada acelerograma acc_x , acc_y y acc_z .

A partir de los ADNL a la estructura con el registro Acc9 (TH35), se obtiene el ángulo de rotación que genera el desplazamiento máximo en sus 2 direcciones. En la figura 4.35 se pueden observar los resultados del ADNL y los del AENL en donde también se muestran los ángulos obtenidos del análisis de la direccionalidad en la amenaza mediante el ECM para las 2 direcciones de la estructura.

Como podemos ver los resultados son prácticamente los mismos para los tipos de análisis, en donde ambos muestran una gran compatibilidad con los ángulos antes encontrados mediante el ECM y Boore. Como siempre los resultados del AENL resultan ser conservadores frente a los de ADNL.

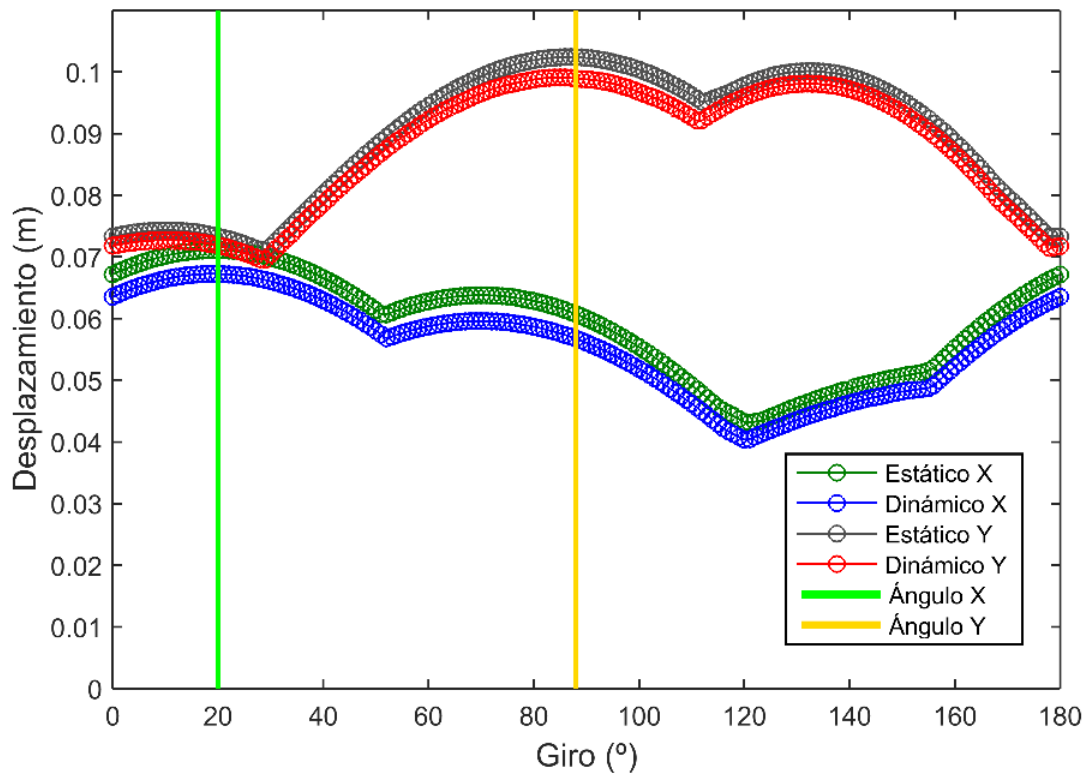


Figura 4.35. Direccionalidad en el daño basado en ADNL vs AEA. ESC=0.02.

A manera de comprobación de la metodología, se realizó el mismo procedimiento antes descrito pero con un escalado de 0.4 PGA, para observar los resultados ante demandas sísmicas altas, que llevan al punto de desempeño a la parte no lineal del espectro de capacidad, en donde el periodo de la estructura también se ve afectado. Como se puede observar en la Figura 4.36, aunque el desplazamiento varía un poco respecto a los resultados dinámicos, la direccionalidad del daño sigue apuntando a la misma dirección, con lo que se comprueba el correcto funcionamiento de la metodología aun en el rango no lineal de la estructura.

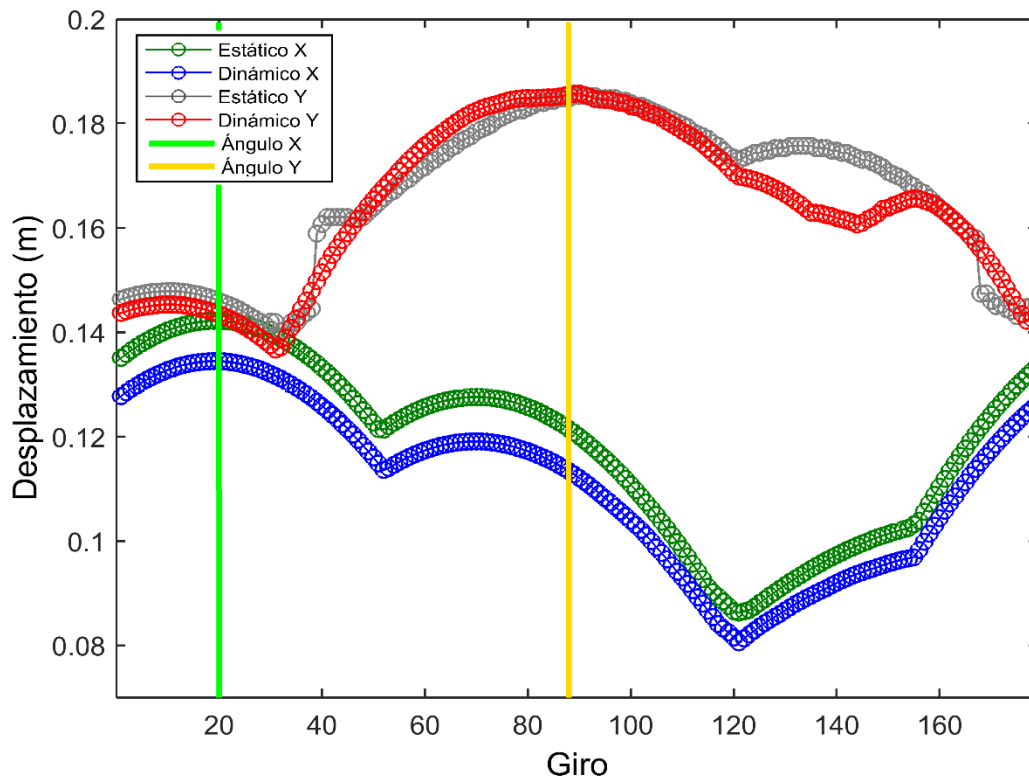


Figura 4.36. Direccionalidad en el daño basado en ADNL vs AEA. ESC=0.4.

Otro resultado interesante es la comprobación de la metodología utilizando la metodología “ALE” para hallar el punto de desempeño, ya que como se sabe tiene un menor coste computacional y podría agilizar los análisis. En la Figura 4.37, se pueden observar los resultados de la direccionalidad utilizando dicha metodología, lo que nos dice que, aunque la dirección sigue siendo la misma, los desplazamientos al alcanzar la parte no lineal de la estructura son subestimados, tal y como se había visto anteriormente. Por lo que no es recomendable implementar la metodología “ALE” para encontrar el punto de desempeño en esta metodología.

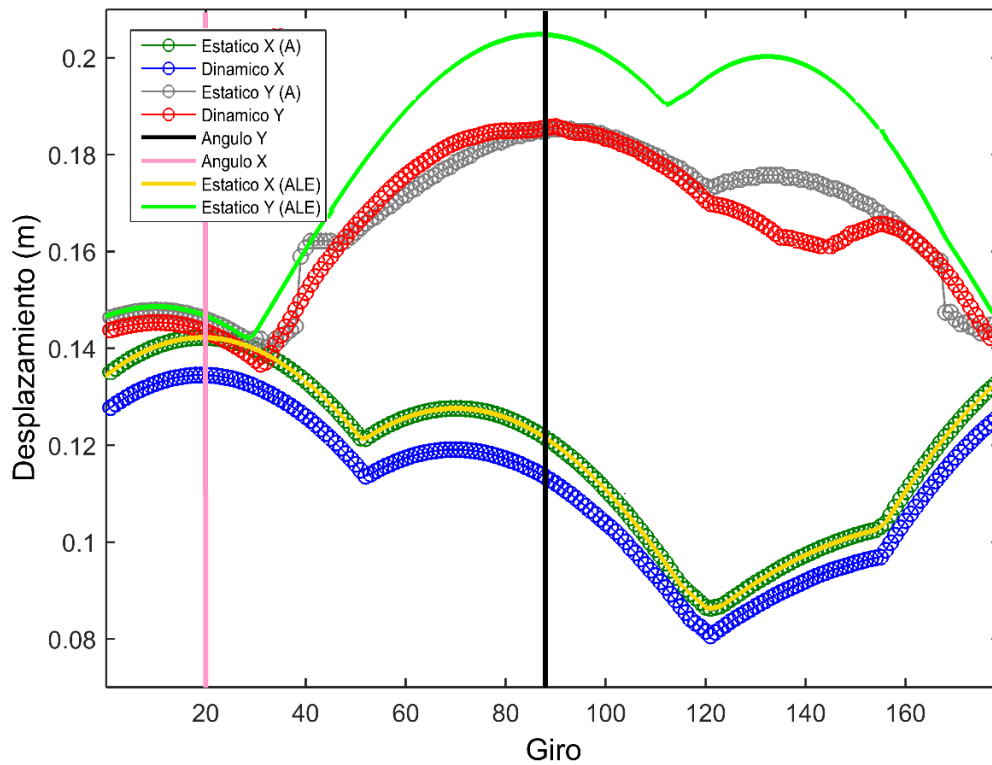


Figura 4.37. Direccionalidad en el daño. "ALE" Vs "A". ESC=0.4.

Por último se han llevado a cabo los análisis de direccionalidad en el daño para los 100 espectros de capacidad probabilistas y el registro 9, con esta metodología. Como podemos observar en la Figura 4.38, aunque los desplazamientos varían la dirección del daño siempre será la misma, hay que tomar en cuenta que se ha utilizado un escalado de 0.4 PGA, por lo que el lado Y de la estructura llega a su parte no lineal y la parte X sigue estando en la parte lineal, lo que hace que en X no exista una variación muy importante.

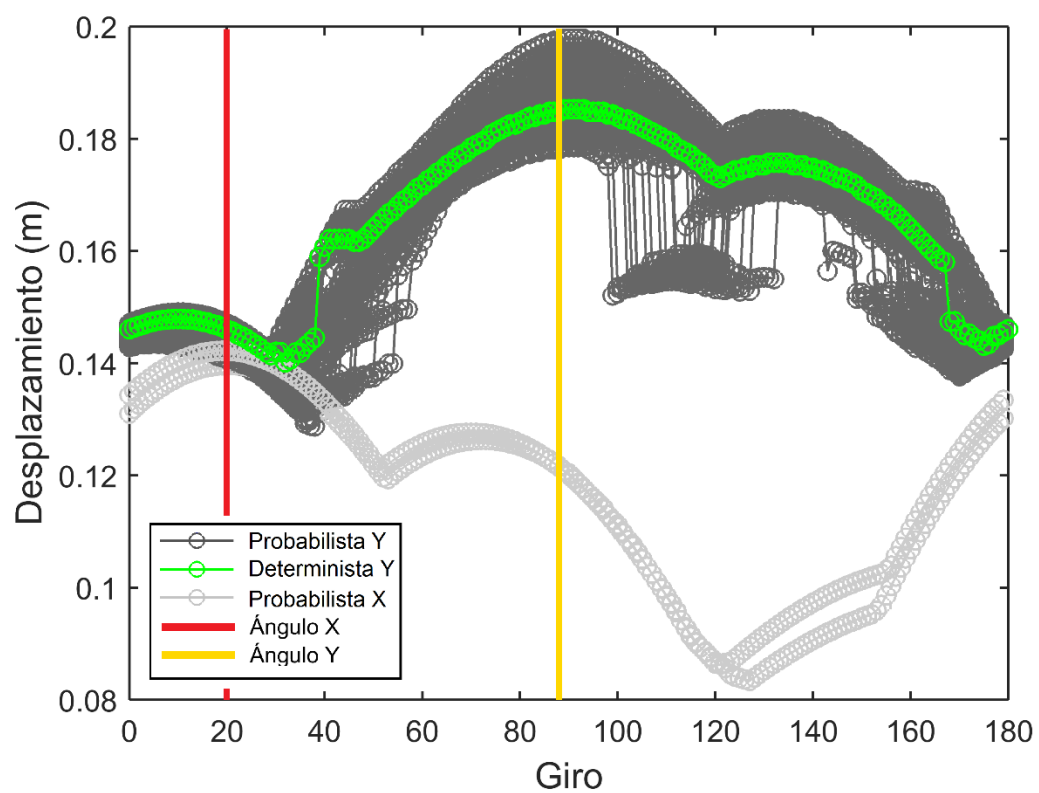


Figura 4.38. Direccionalidad en el daño casos probabilistas. ESC=0.4.

CAPITULO 5: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

A continuación se plantea la discusión de las siguientes conclusiones referentes a esta investigación.

5.1 EL EDIFICIO

- Es importante y recomendado realizar pruebas del modelo del edificio en diferentes programas de diseño estructural, ya que esto nos permitirá validar la fiabilidad de nuestra estructura y obtener una idea más amplia del comportamiento de la estructura para los análisis.
- El edificio como tal, fue diseñado de manera genérica, pensando en cumplir con las condiciones que la NTC-D.F. (2004) pide en su tipología Q=3, pero al realizar múltiples análisis estructurales en este estudio, se puede concluir que el edificio no está del todo preparado para recibir una amenaza sísmica como la que existe en la Cd. De México, ya que en el lado X la resistencia y respuesta del edificio es adecuada, pero el lado Y la respuesta es menor lo cual compromete la integridad del mismo.
- El uso del método Monte Carlo en combinación con el IMK modificado nos ha ayudado a ampliar de manera muy significativa el estudio de la posible respuesta de la estructura. Lo cual nos permite llegar a una comprensión más real de la respuesta más real. Esta manera de abordar el enfoque probabilista puede ser de utilidad en estudios futuros sobre edificios de acero.
- Los ADNL y los AENL han proporcionado resultados muy parecidos, por lo que los resultados del AENL se consideran validados.
- Pese a que el ADNL de mejores resultados es importante considerar el gran coste computacional que estos conllevan.

- La incertidumbre en la acción sísmica tiene mayor peso en la incertidumbre en el daño esperado que la incertidumbre de las propiedades mecánicas del edificio.

5.2 ACCIÓN SÍSMICA Y EFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD EN LA AMENAZA

- La metodología para la obtención del RoTDpp y el RoTIpp de los acelerogramas propuesta por Boore et al. (2006), ofrecen una alternativa útil para definir la acción sísmica con independencia de la orientación de sensor.
- El uso de la RotI100 nos ha permitido encontrar el ángulo de rotación de mayor amenaza de cada acelerograma estudiado. Esto ha sido de bastante utilidad para llevar a cabo el contraste de la direccionalidad en los AENL.
- La reducción de la duración afectiva de los registros sísmicos permite optimizar el cálculo de los espectros de respuesta, debido a que estos procesos conllevan un gran coste computacional.
- Las medias geométricas calculadas de las componentes horizontales de los acelerogramas, muestran una buena compatibilidad con el espectro de diseño de la zona de estudio.
- Se ha demostrado que la función de penalización propuesta por Boore et al. (2006), para hallar los espectros más próximos al RotD100, da resultados satisfactorios; sin embargo una simple aproximación de mínimos cuadrados (ECM) da resultados muy similares; por lo que podría emplearse debido a que es más sencilla y fácil de programar.
- Un factor muy importante para la obtención de los espectros de máxima amenaza es el rango de periodos de búsqueda. Para efectos prácticos se recomienda utilizar un intervalo entre $TF+0.5$ y $TF-0.5$, siendo TF el periodo fundamental de la estructura.

5.3 EFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD EN EL DAÑO

- La metodología propuesta para el estudio de la direccionalidad en el daño, ha demostrado obtener resultados muy similares a los que se obtienen con los ADNL rotacionales; resolviendo así el tema del gran coste computacional, además que la metodología propuesta es sencilla y fácil de abordar.
- El estudio del efecto de la direccionalidad en la estructura de estudio ha permitido comprobar que, la direccionalidad en la amenaza está ligada a la direccionalidad en el daño, siendo estas muy similares entre ellas.
- Este tipo de estudios son muy importantes porque nos pueden ayudar a ampliar las consideraciones de diseño sismorresistente en las estructuras.
- El índice de daño medio (RISK UE-II) y el índice de daño de Park y Ang no son compatibles, por lo que en este estudio se ha realizado la comparación en base al desplazamiento máximo encontrado.
- El programa Ruaumoko ha demostrado entregar resultados adecuados al ser comparado con otros programas de diseño estructural, con la gran ventaja de poder introducir y seleccionar muchos aspectos y variables en el cálculo. Además, para el estudio de la direccionalidad ha sido crucial debido a la posibilidad que nos ofrece de rotar los sismos en función de la dirección deseada.
- La metodología propuesta para el análisis de la direccionalidad en el daño basada en AENL'S (pushover adaptativo), funciona tanto en el rango lineal como en el rango no lineal de la estructura.

5.4 CASOS DETERMINISTA Y PROBABILISTA

- El enfoque probabilista proporciona información más completa sobre la respuesta estructural que el simple enfoque determinista. Y como se mostró en este estudio, en algunos casos, un análisis determinista puede subestimar o sobrevalorar la resistencia real de la estructura.
- El enfoque probabilista permite observar la influencia de las variaciones de las propiedades mecánicas en la respuesta estructural final, sin embargo la variación no es tan importante como la que genera la variabilidad de los sismos aplicados.

5.5 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- Como se ha comentado la comparación entre la metodología con el ADNL y el AENL se ha realizado mediante el desplazamiento, ya que los índices de daño para ambas metodologías no son compatibles, por lo que sería interesante utilizar otros índices de daño más compatibles con el de Park y Ang y de esa manera poder realizar comparaciones a nivel del daño.
- Este estudio se realizó para un edificio representativo de los edificios de acero de mediana altura de la Ciudad de México, sería interesante incluir los de baja y gran altura, para observar las diferencias que estos arrojan.
- Otra propuesta sería realizar el estudio considerando más tipologías estructurales para poder conocer el efecto del daño general de la zona de estudio.
- Considerar diferentes tipos de usos para las edificaciones, ya que los factores de carga podrían cambiar de forma significativa, la respuesta de la estructura.
- Realizar el estudio de la direccionalidad para las 3 zonas sísmicas de la Ciudad de México.

REFERENCIAS

- A., Q. G. (2011). Análisis estocástico y diseño probabilista en la geotecnia. Aplicación al diseño geotécnico de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos. *Revista de la Construcción Volumen 10 No*, 15-23.
- ANSI/AISC 358, Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, American Institute of Steel Construction, 2010.
- AISC, Especificación ANSI / AISC 360-10 para Construcciones de Acero, 2010.
- Arias A, (1970), "A measure of earthquake intensity", *MIT Press*, 438-483, Cambridge, Massachusetts.
- ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council. Redwood City, California., 1996.
- A.K. Kazantzi, D. Vamvatsikos, D.G. Lignos, Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty, *Eng. Struct.* 78 (2014) 69–77.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2006). Relationships between median values and between aleatory variabilities for different definitions of the horizontal component of motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4), 1512-1522. doi:10.1785/0120050210
- Boore, D. M., Watson-Lamprey, J., & Abrahamson, N. A. (August de 2006). Orientation-Independent Measures of Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4A), 1502-1511. doi:10.1785/0120050209
- Boore, D. M. (2010). Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(4), 1830–1835. doi:10.1785/0120090400
- C. Bermúdez, Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero [tesis doctoral], Universidad Politécnica de Cataluña, 2010.
- Carr, A. (2007). *Ruaumoko Appendix A-strength degradation, B-Stiffness degradation*. University of canterbury: RUAUMOKO 3D.
- Carr, A. (2007). *Theory of Ruaumoko*. University of Canterbury: Ruaumoko .
- Carr, A. (2007) Ruaumoko 2d y 3d Inelastic Dynamic Analysis Program (Version 2007) [Software]. University of Canterbury, ChristChurch, New Zealand.
- CFE. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*. México: Comisión Federal de Electricidad.
- Christopher Rojahn, R. L. (1985). ATC-13/EARTHQUAKE DAMAGE EVALUATION DATA FOR CALIFORNIA. *APPLIED TECHNOLOGY CONCUIL-13*.
- Cook, R. D. (1981). Remarks About Diagonal Mass Matrices. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 17(9), 1427–1449. doi:10.1002/nme.1620170910

- D. Vamvatsikos, M. Fragiadakis, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 39 (2010) 141–163.
- D.G. Lignos, H. Krawinkler, A Database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures, *Struct. Eng. Res. Front.* (2007) 1–12.
- D.G. Lignos, H. Krawinkler, Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations., Stanford Univ. Stanford, CA., 2009.
- D.G. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *J. Struct. Eng.* 137 (11) (2011) 1291–1302.
- D.G. Lignos, H. Krawinkler, Development and utilization of structural component databases for performance-based earthquake engineering, *J. Struct. Eng.* 139 (2013) 1382–1394.
- Douglas, J. (2003). Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates. *Earth-Science Reviews*, 61(1), 43-104.
- Fernandez, R. (2015). *Efecto de direccionalidad en la amenaza y el daño sísmico*. Barcelona : UPC.[Tesis de máster]
- FEMA 355C, State of the Art Report on System Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, SAC Joint Venture Partnership for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., 2000.
- Geatano Della Corte, G. d. (s.f.). Influence of the different hysteretic behaviours on seismic response of sdof systems. *12WCEE 2000*, 4,5,6.
- Geofísica UNAM/Vulcanología- *Volcanes activos en México* (2016) (<http://www.geofisica.unam.mx/vulcanologia/spanish/volcanes.html>)
- H. Krawinkler, Shear design of steel frame joints, *Eng. Journal/ AISC*. 15(3) (1978).
- H. Idota, L. Guan, K. Yamazaki, Statistical correlation of steel members for system reliability analysis., in: *Proc. 9th Int. Conf. Struct. Saf. Reliab.*, Osaka, Japan, 2009.
- Kostoglodov, V., & Pacheco, J. F. (1999). Cien años de sismicidad en México. Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>
- Lluís Pujades, A. B. (2004). Metodología de estimación de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones clasificadas de "importancia especial". *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*.
- L.F. Ibarra, R.A. Medina, H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 34 (12) (2005) 1489–1511.
- Mazzolani, F. M. (2003). *Behaviour of steel structures in seismic areas*. Italy: Federico II.

- Matlab (R2014b) [Software].(2014).The MathWorks,Inc. Obtenido de <https://www.mathworks.com/>
- Nakamo Y. (1990). Ductilidad y diseño estructural de edificios de concreto reforzado. UNAM.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design* (1st ed.). California: Earthquake Engineering Research Institute.
- NTC-DF-Sismo. (2004). En *Norma Técnica Complementaria del Distrito Federal*. México: Gobierno de D.F.
- P. Fajfar, Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 28 (1999) 979–993.
- Park, Y. J., & Ang, A. H. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722-757. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722)
- PEER/ATC 72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall building. Applied Technology Council and Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010.
- Pinzon, L. (2014). *Evaluacion de medidas de intensidad del movimiento del suelo independientes de la orientación del sensor para una abse de datos con acelerogramas de Costa Rica, El Salvador y Nicaragua*: Tesis de Master. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Power M, B Chiou, N A Abrahamson, Y Bozorgnia, T Shantz y C Roblee (2008). "An overview of the NGA project". *Earthq. Spectra* Vol.24, pp.3–21.
- SAP2000 (Version 18.0.1) [Software].(2015).Computers and Strutures, Inc. Obtenido de <https://www.csiamerica.com/>
- SAC, Analytical and field investigations of buildings affected by the Northridge earthquake, Report No. SAC-95-04, prepared by SAC Joint Venture, a partnership of SEAOC, ATC and CUREE, 1996.
- S.A. Freeman. The capacity spectrum method as a tool for seismic design, in: Proc. 11th Eur. Conf. Earthq. Eng., Paris, 1998.
- Staad pro (V8i) [Software].(2014).685 stock drive, Exton PA 19341 USA: Bentley Systems, Inc. Obtenido de <https://www.bentley.com/>
- Servicio Geologico Mexicano(2016). Obtenido de <http://portalweb.sgm.gob.mx/museo/es/riesgos/sismos/sismologia-de-mexico>
- Servicio Geologico Mexicano (2016).Sismicidad 2015. Obtenido de http://www2.ssn.unam.mx/imagenes/sismicidad_2015.jpg
- Sergio Diaz, et al. (Novimebre de 2015). EFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD EN LA AMENAZA SÍSMICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. *Congreso Nacional de ingeniería sísmica (ISSN:2448-5721)*.

Sergio Diaz, et al. (2016) .Análisis dinámico probabilista de edificios de acero sometidos a sismos de larga duracion. Enviado a la revista internacional de metodos numericos e ingenieria(RIMNI)

Vargas, Y. F. (2013). Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño. Tesis Doctotal, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña. Obtenido de <http://www.tdx.cat/handle/10803/123770>

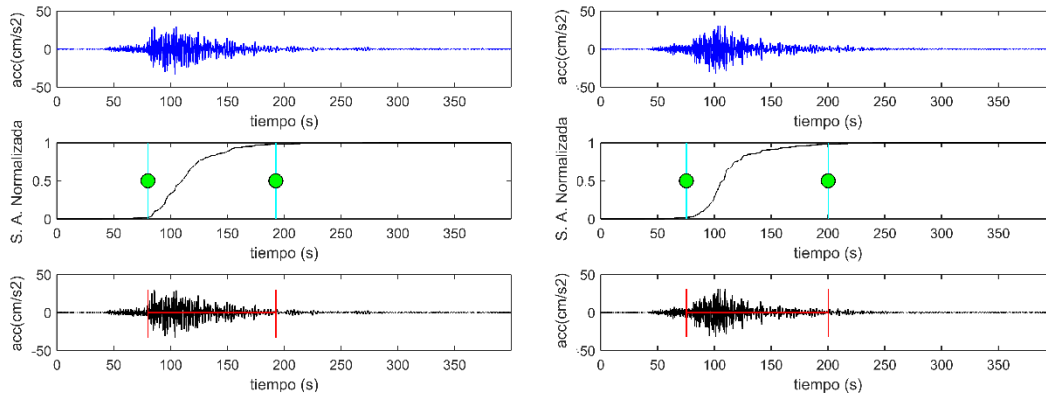
ANEXO 1: EJEMPLO DEL FORMATO ASA

Título
Nombre del archivo
Datos sobre la estación e instrumento de registro
Datos sobre el sismo
Datos sobre el acelerograma
Comentarios

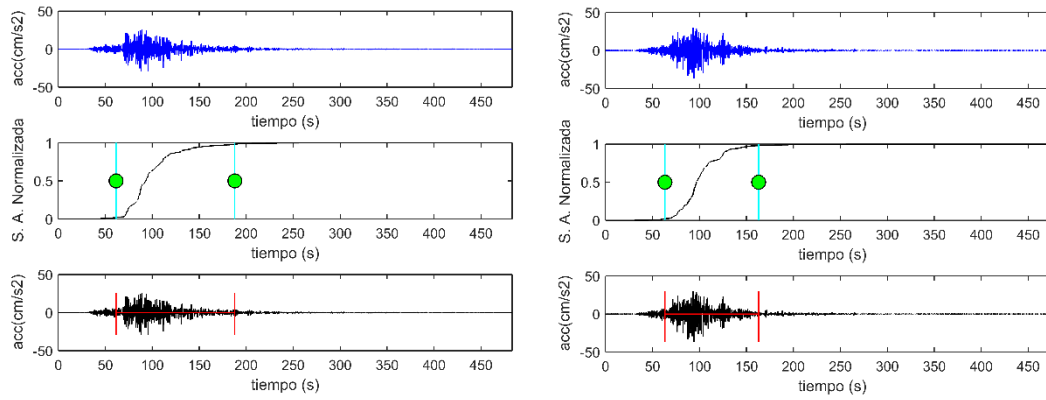
Datos numéricos de aceleración:

ANEXO 2: REDUCCIÓN DE DURACIÓN EFECTIVA POR ARIAS

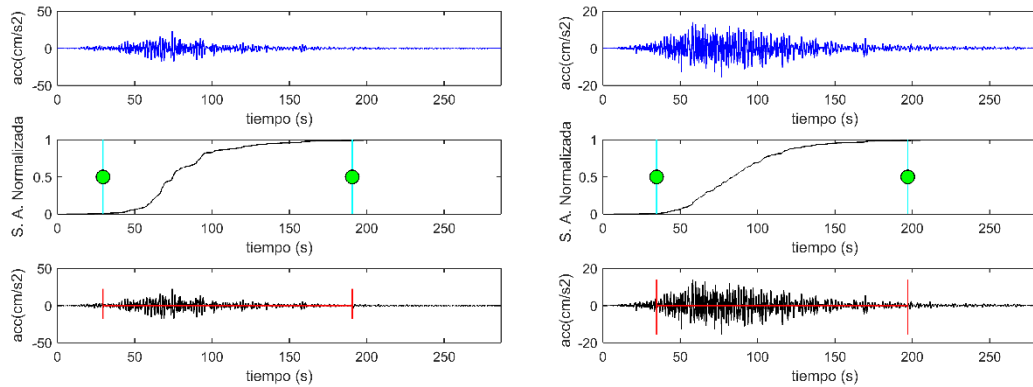
REGISTRO 5



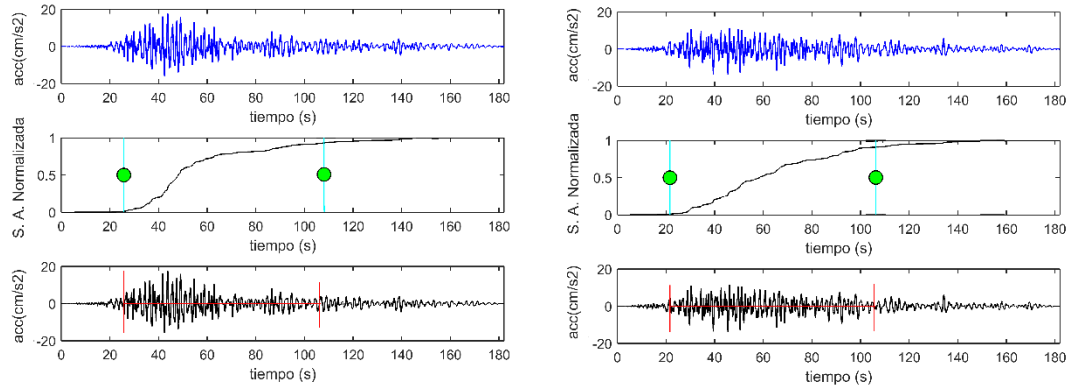
REGISTRO 6



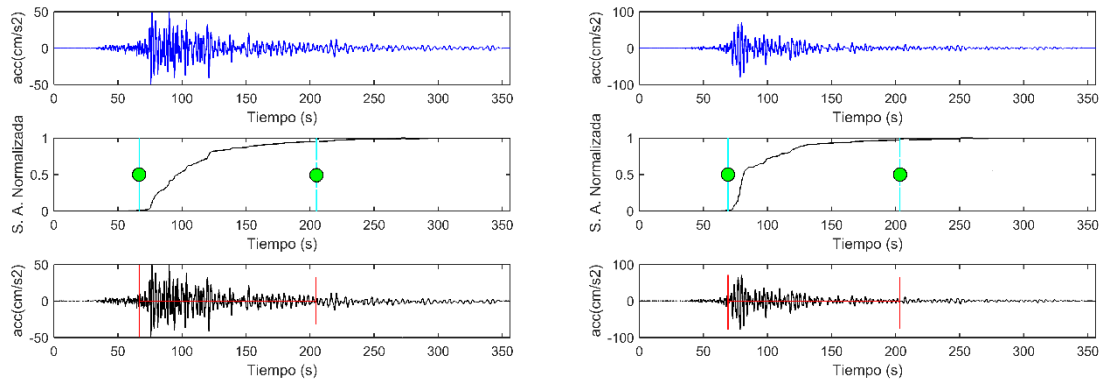
REGISTRO 7



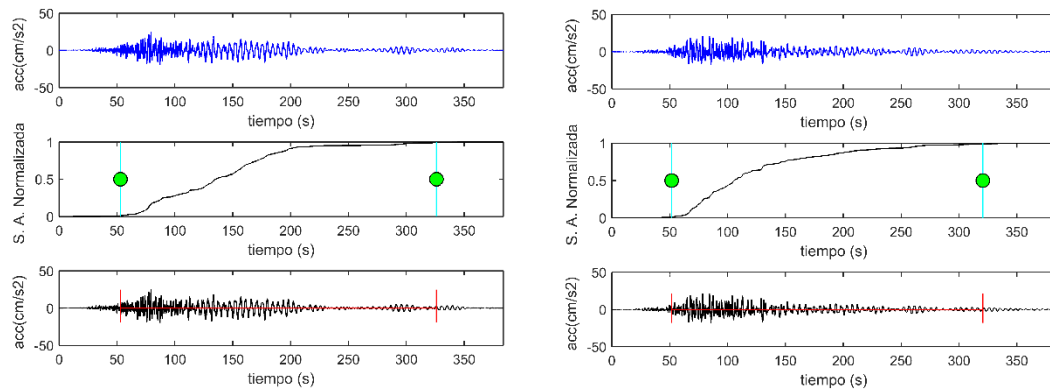
REGISTRO 8



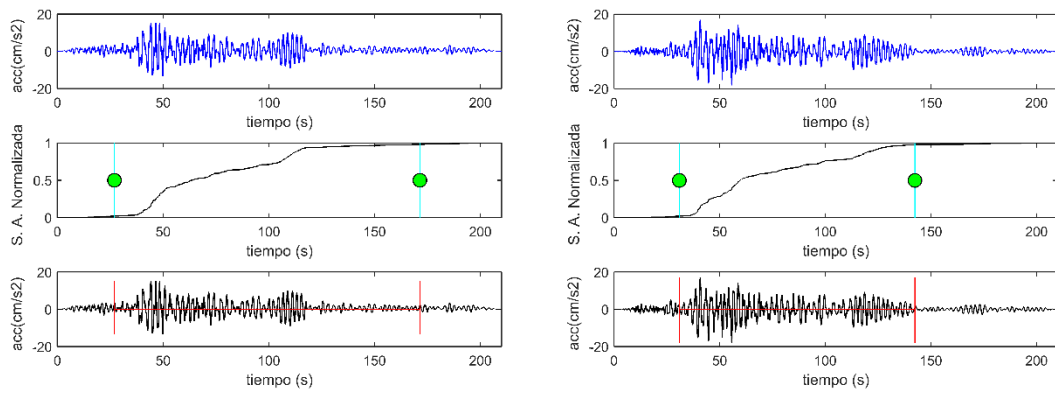
REGISTRO 9



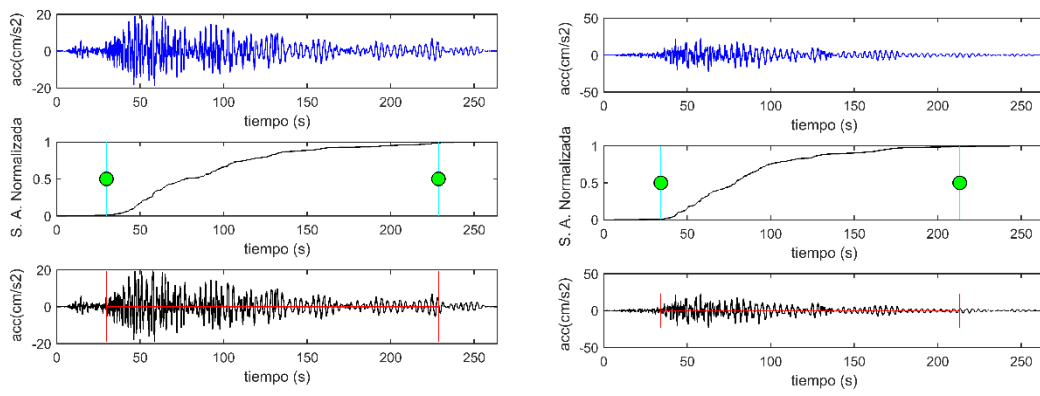
REGISTRO 10



REGISTRO 11



REGISTRO 12



ANEXO 3: CONDICIONES $Q=3$.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO (2004)

Apartado 5.2 Requisitos para $Q=3$

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones b y d ó e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a ó c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.

e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.